

**Der Einfluss einer zweiaxialen Zugbelastung
auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten
von Beton und gemischt bewehrten Bauteilen**

**The influence of a biaxial tensile stress
on the strength and deformation behavior
of concrete and mixed reinforced concrete components**

Dissertation
zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur

an der Fakultät Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Dresden

eingereicht von
Dipl.-Ing. Steffen Schröder
geboren am 11.08.1972 in Erfurt

Gutachter:
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser

Eingereicht am: 20.08.2012

Tag der mündlichen Prüfung: 29.11.2012

Dresden 2012

Dichterherzen, ach, sind krank.
Dichternerven liegen immer blank.
Dichterseelen sind so leicht verletzt,
und sie leiden ständig, meist am Jetzt,
Dichtern wird Gesundheit nur gestundet.
Dichter kranken -
bis ihr Werk gesundet.

Danksagung

Ich möchte mich mit einem kleinen Gedicht von Jorg Schröder [102] bei allen bedanken, die zum Gelingen der Arbeit beitrugen. Zwar ist eine Wissenschaftler kein Dichter, wie im zitierten Gedicht, jedoch vereinen Dichter und Wissenschaftler in vielen Dingen der gleiche Leidensweg bis zur Vollendung ihres Werkes. Möge die Gesundung des Werkes Ansporn für neue Werke und gleichzeitig Dank für das gelungene Werk sein.

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meiner fünfjährigen Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau der TU Dresden. Mein besonderer Dank gilt daher meinem Doktorvater Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach, der mir das Anfertigen der Dissertation am Institut für Massivbau ermöglichte und mit kritischen Fragen und Hinweisen zur Arbeit sehr wertvolle Hilfestellungen gab. Ein besonderer Dank gebührt ebenfalls Herrn Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser, der sich bereit erklärte das Zweitgutachten für meine Arbeit zu übernehmen. Gedankt sei an dieser Stelle ebenfalls der Prüfungskommission, die aus den Herren Prof. Dr.-Ing. Bernd W. Zastrau, Prof. Dr.-Ing. habil. Ivo Herle und Prof. Dr.-Ing. habil. Ulrich Häußler-Combe bestand.

Großer Dank gilt all denen, die mich bei der Vorbereitung und der Durchführung des sehr umfangreichen und aufwändigen Versuchsprogrammes unterstützten. Hier sind vor allem die Mitarbeiter des Otto-Mohr-Laboratoriums anzuführen. Tatkräftige Unterstützung erhielt ich von Ludwig Beier, Andreas Thieme und Tino Jänke bei der Konstruktion und beim Aufbau des Versuchsrahmens. Bedanken möchte ich mich bei Rainer Belger, Mario Polke-Schminke und Jens Hohensee für die sorgfältige Herstellung der Probekörper. Dank gilt auch den unermüdlichen Mitarbeitern, die für die Applikation und die Anwendung der Messtechnik verantwortlich zeichneten - Kathrin Dietz, Doreen Sonntag, Annett Pöhlend, Heiko Wachtel, Maik Patricny, Bernd Wehner und Thomas Wagner. Gleichzeitig möchte ich mich auf diesem Wege bei den guten Seelen des Labors Dr.-Ing. Torsten Hampel und Petra Kahle für die Unterstützung bedanken. Alle Mitarbeiter im Labor haben erst durch Ihre Mitwirkung das Gelingen der Versuche ermöglicht, ohne sie wären die Grundlagen für diese Arbeit nicht geschaffen worden.

Natürlich gilt auch den anderen Kollegen am Institut mein Dank für die unzähligen, oft nur kleinen Hinweise in Diskussionen und Gesprächen. Für die kritischen Hinweise und die vielen Stunden mit intensiven Diskussionen möchte ich Dr.-Ing. Silke Scheerer und Katrin Schwiteilo im besonderen Maße bedanken. Gleiches gilt auch für Angela Heller für ihre unendlichen Mühen beim Lektorat meiner Arbeit. Weiterhin möchte ich mich bei meinen Kollegen Laura Lemnitzer und Martin Just für die jahrelange enge Zusammenarbeit im Team danken. Silvia Haubold, Cornelia Dehne und Wolfgang Leiberg danke ich, dass sie mich weitestgehend in allen organisatorischen Angelegenheiten unterstützt haben. Dr.-Ing. Kerstin Speck und Ulrich van Stipriaan gilt der Dank für die Unmengen an Tipps zur Gestaltung der Bilder und Grafiken. Nicht zuletzt soll an dieser Stelle auch Martin Weller gedankt werden, der durch seine aufopferungsvolle Arbeit manchen Virus in Schach hielt. Ein Dank gebührt natürlich auch meinen studentischen Hilfskräften Martin Heinitz und Alexander Fuchs, beide unterstützten mich bei der Versuchsdurchführung und der Versuchsauswertung tatkräftig.

Von ganzem Herzen möchte ich meiner Familie danken, die mir in den vergangenen Jahren den Rücken frei gehalten hat und dabei oft zurückstecken musste. Liebe Solveig, lieber Jonas und lieber Henryk, ohne euer Verständnis und eure Rücksicht in den letzten Monaten der Arbeit wäre diese wohl nicht beendet worden.

Vielen Dank allen, die mich unterstützten!

Dresden, im Dezember 2012

Inhaltsverzeichnis

Symbolverzeichnis	1
1 Motivation	7
1.1 Einleitung	7
1.2 Problemstellung	8
1.3 Übersicht	9
2 Stand des Wissens	11
2.1 Zugfestigkeit von unbewehrtem Beton	11
2.1.1 Beton unter Zugbelastung	11
2.1.2 Dehnung bei Nichtlinearität	27
2.1.3 Bruchdehnungen	28
2.1.4 Zweiachiale Zugfestigkeit	32
2.1.4.1 Versuche an Hohlzylindern	32
2.1.4.2 Versuche an prismatischen Probekörpern	33
2.1.4.3 Ergebnisse aus Biegeversuchen	40
2.1.5 Analytische Modelle zur Beschreibung der zweiachialen Zugfestigkeit	41
2.1.6 Zusammenfassung der bisherigen Untersuchungen	42
2.2 Verbundverhalten bei Spannbetonbauteilen	44
2.2.1 Vorspannarten	44
2.2.2 Verformungsverhalten	45
2.2.3 Experimentelle Untersuchungen an Spannbetonbauteilen mit nachträglichem Verbund	50
2.2.4 Bauteilversuche unter zweiachialer Zugbelastung	65
2.2.4.1 Versuche an Modellen	82
2.2.5 Einfluss der Bewehrung auf die Rissbildung	84
2.2.6 Zusammenfassung der bisherigen Untersuchungen	90
3 Versuche am unbewehrten Beton	93
3.1 Zweiachiale Zugversuche an unbewehrtem Beton	93
3.1.1 Versuchsprogramm	93
3.1.2 Versuchskörper	93
3.1.3 Verwendete Baustoffe, Herstellung und Lagerung	93
3.1.4 Messtechnik	94
3.1.5 Versuchsstand	95
3.1.6 Versuchsdurchführung	98
3.2 Ergebnisse	99
3.2.1 Materialeigenschaften	99
3.2.2 Spannungs-Dehnungs-Verhalten	101
3.2.3 Elastizitätsmodul	104
3.2.4 Querdehnzahl	106
3.2.5 Versagensbilder	107
3.2.6 Betondehnungen beim Versagen	109

3.2.7	Maximale Betonspannungen	112
3.2.8	Nichtlinearität	114
3.2.9	Mittlere Spannungs-Dehnungs-Linie unter mehraxialer Zugbelastung	119
3.3	Einordnung und Zusammenfassung der Versuchsergebnisse	122
4	Bauteilversuche	127
4.1	Zweiachiale Zugversuche an Stahl- und Spannbetonscheiben	127
4.1.1	Versuchsprogramm	128
4.1.2	Versuchskörper	129
4.1.3	Verwendete Baustoffe	130
4.1.4	Herstellung und Lagerung	131
4.1.5	Versuchsstand	132
4.1.6	Messtechnik	135
4.2	Zweiachiales Zugtragverhalten von Stahl- und Spannbetonscheiben	137
4.2.1	Materialeigenschaften	137
4.2.2	Rissbildung	138
4.2.2.1	Erstrissbildung	138
4.2.3	Nachrechnung der Erstrisslasten	142
4.2.4	Rissabstände	145
4.2.5	Rissbild	148
4.2.6	Lokales Verformungsverhalten der verschiedenen Bewehrungen	150
4.2.7	Umlagerungsfaktoren	172
4.2.8	Verbundverhalten	176
4.2.9	Einordnung und Zusammenfassung der Versuchsergebnisse	179
5	Zusammenfassung und Ausblick	183
5.1	Zusammenfassung	183
5.2	Ausblick	184
	Literaturverzeichnis	187
A	Zweiachiale Zugfestigkeit von unbewehrtem Beton	195
A.1	Materialdaten	195
A.2	Geometriedaten	197
A.3	Einzelergebnisse zweiachiale Zugversuche	200
A.4	Spannungs-Dehnungs-Linien Beton C40/50, Einzeldarstellungen	202
A.5	Spannungs-Dehnungs-Linien Beton C20/25, Einzeldarstellungen	207
B	Bauteilversuche unter zweiachialer Zugbelastung	211
B.1	Darstellung des Versuchskörpers	211
B.2	Materialdaten	212
B.2.1	Betonstahl	212
B.2.2	Spannstahl	213
B.2.3	Beton	213
B.2.4	Verpressmörtel	215
B.3	Anordnung der Messstellen	216
B.4	Rissbilder	217
B.5	Lokale Verformungsmessung auf der Bewehrung	230
B.5.1	Lokale Stahldehnungen bei Erstriss $F_{cr,1}$ und F_{max}	230

B.5.2	Lokale Kraft-Stahldehnungs-Verläufe	232
B.6	Umlagerungsfaktoren	236
C	Diskussion der eingesetzten Messtechnik	239
C.1	Wirkungsweise des Dehnmessstreifens	239
C.2	Vergleich der Messmethoden IWA vs. DMS	240
C.3	Längenempfehlung für den Einsatz von Dehnmessstreifen auf Betonstahl	242

Symbolverzeichnis

Lateinische Großbuchstaben

A	Abweichung
A_c	gesamte Betonquerschnittsfläche
$A_{c,abg}$	abgeminderte Betonquerschnittsfläche
$A_{c,eff}$	wirksame Betonquerschnittsfläche
A_i	ideelle Querschnittsfläche
A_s	Querschnittsfläche Betonstahl
A_p	Querschnittsfläche Spannstahl
D	Proportionalitätsgrenze, Nichtlinearität
E_c	Elastizitätsmodul Beton
E_{ct}	Elastizitätsmodul Beton unter Zugbelastung
E_s	Elastizitätsmodul Betonstahl
E_p	Elastizitätsmodul Spannstahl
F	Kraft
F_{cr1}	Erstrisslast
F_{crn}	Last am Ende der Rissbildung
M	Verhältnis der Anstiege
P_2	Innendruck
P_0	Vorspannung
R	Bestimmtheitsmaß, Fehler
Z	Querzuglast

Lateinische Kleinbuchstaben

a	Koeffizient
a	Abstand des IWA zur Bauteilachse
$a_{s0,sp}$	Koeffizient
b	Exponent
c	Betondeckung
c_p	Lagebeiwert für Spannstähle im Hüllrohr
c_s	Rippenabstand, seitliche Betondeckung
d_{max}	Größtkorndurchmesser
d_s	Stabdurchmesser
d_p	Ersatzdurchmesser des Spannglieds
f_{bd}	Bemessungswert der Verbundfestigkeit
f_c	Betondruckfestigkeit
$f_{c,cube}$	Würfeldruckfestigkeit, Kantenlänge 150 mm
$f_{c,cube,200}$	Würfeldruckfestigkeit, Kantenlänge 200 mm
f_{cm}	mittlere Druckfestigkeit des Betons
$f_{c,cyl}$	Zylinderdruckfestigkeit

$f_{c, VPM}$	Druckfestigkeit des Verpressmörtels
f_{cr1}	Betonspannung bei Erstrisslast F_{cr1}
f_{ct}	Betonzugfestigkeit
f_{ctd}	Bemessungswert der Betonzugfestigkeit
$f_{ct, eff}$	effektive Betonzugfestigkeit
$f_{ct, fl}$	Biegezugfestigkeit
$f_{ct, sp}$	Spaltzugfestigkeit
$f_{ctk; 0,05}$	5%-Quantilwert der zentrischen Betonzugfestigkeit
$f_{ctk; 0,95}$	95%-Quantilwert der zentrischen Betonzugfestigkeit
f_{ctm}	mittlere zentrische Betonzugfestigkeit
f_{korr}	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Biegung
f_u	Umlagerungsfaktor
h_R	Rissbandbreite
h_s	Rippenhöhe
l	Verhältnis der Zugspannung zur Spaltzugfestigkeit
l_t, l_e	Einleitungslänge
$l_{b, reqd}$	Grundwert der Verankerungslänge
$l_{e, abg}$	abgeminderte Lasteinleitungslänge
l_{ep}	Einleitungslänge Spannglied
l_{sR}	Verankerungslänge Betonstahl
l_{pR}	Verankerungslänge Spannstahl
l_{pr}	Länge der Rissprozesszone
l_b	Verbundlänge
$k_{\mu r}$	Verhältnis der Betonspannung zur Zugfestigkeit zum Zeitpunkt der Mikrorissbildung
k_2	Beiwert zur Berücksichtigung der Stahlprofilierung
k_3	Beiwert zur Berücksichtigung der Belastungsart
$m_{90\%}$	Anstieg der bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie im elastischen Bereich
m_{ult}	Anstieg der bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie im plastischen Bereich
p	Querdruck
p_i	Innendruck
s_l	Abstand der Längsbewehrung
s_q	Abstand der Querbewehrung
s	Schlupf, Stababstand
s_f	Verhältnis der Druckfestigkeit zur Spaltzugfestigkeit
s_r	Rissabstand
s_{ro}	Rissabstand bei vorhandener orthogonaler Bewehrung
s_{rm}	mittlerer Rissabstand
$s_{r, max}; s_{ro, max}$	maximaler Rissabstand
$s_{r, min}; s_{ro, min}$	minimaler Rissabstand
t	Dicke, Zeit
u_s	Stabumfang
u_b	Umfang Litzenspannglied
v	Variationskoeffizient
w	Rissbreite
w_m	mittlere Rissbreite
w_G	Rissbreite der GOTO-Risse
w_k	charakteristische Rissbreite
w_{krit}	kritische Rissbreite

z Abstand

Griechische Großbuchstaben

Δ	Differenz
$\Delta l_{Bet,m}$	Mittelwert der Längenänderung auf der Betonierseite
$\Delta l_{Sch,m}$	Mittelwert der Längenänderung auf der Schalseite
$\Delta l_{IWA,m}$	Mittelwert der Längenänderung

Griechische Kleinbuchstaben

α	Winkel, Exponent
α_e	Verhältnis der E-Moduln E_s/E_c
α_p	Verhältnis der E-Moduln E_p/E_c
α_s	Schwindfaktor
β_t	Völligkeitsfaktor des Dehnungsverlaufs
ε	Dehnung
ε_c	Betondehnung
ε_{ct}	maximale Betondehnung zwischen zwei Rissen
ε_{el}	elastische Dehnung
ε_{lin}	Dehnung bei Proportionalitätsgrenze
$\varepsilon_{lin,Biax}$	Dehnung bei Proportionalitätsgrenze unter zweiaxialer Zugbelastung
ε_i	inelastische Rissdehnung
ε_{korrr}	infolge Biegung korrigierte Dehnung
ε_p	Spannstahldehnung
ε_s	Betonstahldehnung, Stahlringdehnung
ε_s^{II}	Betonstahldehnung des reinen Stahls
ε_{s2}	Betonstahldehnung im Riss
$\varepsilon_{c,ult,u}$	maximale Bruchdehnung ungekerbter Versuchskörper
ε_{ult}	Bruchdehnung
$\varepsilon_{ult,el}$	theoretische Bruchdehnung nach elastischem Ansatz
$\varepsilon_{ult,B}$	Bruchdehnung unter Biegung
$\varepsilon_{ult,T}$	Bruchdehnung unter Torsion
$\varepsilon_{ult,n}$	Bruchdehnung unter zweiaxialer Zugeinwirkung
$\varepsilon_{ult,u}$	Bruchdehnung ungekerbter Zugkörper
$\dot{\varepsilon}$	Dehnrage
μ	Querdehnzahl
η	Verhältnis der Druckfestigkeiten $f_{cm,VPM}/f_{cm}$
η_m	Verhältnis des Anstieges der Spannungs-Dehnungs-Linie
η_1	Beiwert zur Berücksichtigung der Verbundbedingungen
η_2	Beiwert zur Berücksichtigung des Stabdurchmessers \varnothing
$\eta_{\varepsilon,s}$	Verhältnis der Dehnungen im Betonstahl
$\eta_{\varepsilon,p}$	Verhältnis der Dehnungen im Spannstahl
ξ	Verhältnis der Verbundfestigkeit von Spannstahl zu Betonstahl
ρ	Bewehrungsgrad
ρ_2	Querbewehrungsgrad
ρ_{eff}	effektiver Bewehrungsgrad $A_s/A_{c,eff}$
σ	Spannung, Standardabweichung

σ_c	Betonspannung
$\sigma_{c,t}$	Betonzugspannung
σ_{cr}	Betonspannung bei Erstriss
$\sigma_{\mu r}$	Betonspannung zum Zeitpunkt der Mikrorissbildung
σ_p	Spannstahlspannung
$\sigma_{r,i}$	Radialspannung bei $r_i = d_s/2$
σ_s	Betonstahlspannung
$\sigma_{s,cr}$	risserzeugende Stahlspannung
σ_t	Ringzugspannung
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Hauptspannungen
$\sigma_{1,0}, \sigma_{2,0}$	einaxiale Spannungen in Richtung 1 bzw. 2
τ	Verbundspannung
$\tau_{s,m}$	mittlere Verbundspannung des Betonstahls
$\tau_{p,m}$	mittlere Verbundspannung des Spannstahls

Indizes und Kopfzeiger

1	1-Richtung, Längszugrichtung (größere Zugbelastung)
2	2-Richtung, Quersugrichtung
I	Zustand I, ungerissener Zustand
II	reiner Zustand II
IIa	Zustand IIa, Rissbildungsphase
IIb	Zustand IIb, abgeschlossene Rissbildung
B	zwei axial (biaxial)
U	ein axial (uniaxial)
c	Beton
m	mittlerer Wert
p	Spannstahl
r	Riss
s	Betonstahl
ult	Bruch, Versagen

Abkürzungen & Symbole

ACI	American Concrete Institut
DAfEB	Deutscher Ausschuss für Eisenbeton
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
CMOD	Crack mouth opening Displacement - Rissöffnungsverschiebung
DMS	Dehnmessstreifen
fib	Fédération Internationale du Béton
IWA	induktiver Wegaufnehmer
i. d. R.	in der Regel
Lpf	Lastpfad
MW	Mittelwert
MW QZ	mittlere Rissabstände Quersugbereich
MW RBL	mittlere Rissabstände linker Randbereich
MW RBR	mittlere Rissabstände rechter Randbereich

QZ	Querzug/Querzugbereich
RPZ	Rissprozesszone
SEI	Structural Engineering Institute
Ø	Stabdurchmesser

1 Motivation

1.1 Einleitung

Beton - ein Baustoff, der maßgebend unsere gebaute Umwelt prägt - steht häufig im Fokus der Kritik bzw. Anerkennung durch die Menschen. Als Baustoff hat der Beton eine lange Tradition. Bereits die Römer wussten die Vorzüge des „opus caementitium“ zu schätzen, ließ sich doch dieser Werkstoff schon damals in beliebige Formen bringen. Eines der beeindruckendsten Bauwerke aus dieser Zeit ist das im 2. Jh. n. Chr. erbaute Pantheon in Rom. Heute bestaunen wir große verbindende Brücken, in den Himmel ragende Türme, Hallen u. a. aus Beton. Das, was früher oft noch hinter Verkleidungen versteckt wurde, hat Einzug in die unmittelbare Umgebung des Menschen als Sichtbeton oder als Möbelstück gehalten.



a) Pantheon Rom



b) Maison du Béton



c) Scherkondetalbrücke



d) Couchtisch »Fruits«

Bild 1.1: Einsatzgebiete des Betons¹

¹ Bild a) Sylke Scholz, Dresden
Bild b) atelier st | Gesellschaft von Architekten mbH, Leipzig
Bild c) Marx Krontal GmbH, Hannover
Bild d) PAULSBERG OHG, Dresden

Mit dem Niedergang des Römischen Reiches ging auch das Wissen um natürliche Bindemittel und die praktischen Fähigkeiten der Römer verloren. Die Zeitzeugen, wie die unbewehrte Kuppel des Pantheon mit einem Durchmesser von 43,3 m, blieben erhalten. Das Pantheon war 1700 Jahre das größte Kuppelbauwerk der Welt (vgl. RAMM [91]), erst mit der Industrialisierung wurde die Betonbauweise neu entdeckt und später die Stahlbetonbauweise daraus entwickelt. Ende des 18. Jahrhunderts erfolgten bereits erste Untersuchungen zu hydraulischen Bindemitteln. Das erste Patent auf ein hydraulisches Bindemittel wurde PARKER 1796 für den „Romancement“ erteilt. Der bis in die heutige Zeit bekannte Portlandzement wurde von ASPERDIN entwickelt und 1824 patentiert. Wiederum ca. 30 Jahre später begannen die ersten Versuche, die geringe Zugfestigkeit des Betons durch einbetonierte Eisen zu kompensieren (RAMM [91]). RAMM führt weiterhin aus, dass die ersten Patente für bewehrten Beton in den Jahren 1854 und 1855 in Frankreich, England und Belgien erteilt wurden. In Deutschland hingegen wurde erst 1884 FREYTAG auf Bauwerke von MONIER in Trier aufmerksam. MONIER ließ hier zu Werbezwecken bewehrte Wasserbehälter und Geschossdecken ausstellen. Als Rechteinhaber der Patente von MONIER sorgte FREYTAG letztendlich für die Verbreitung des Eisenbetons in Deutschland. Erste Regelungen normativen Charakters sind in der ersten Ausgabe des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (DAfEB) Anfang 1916 erschienen [91]. Vorausgegangen hierzu waren eine Vielzahl von Untersuchungen und Anwendungen der neuartigen Bauweise. Die Grundlagen des Stahlbetonbaus waren somit gelegt.

Eng mit der Entwicklung des Eisenbetons war die Entwicklung des Spannbetons verbunden. Erste Gedanken zum Spannen des Stahls, so HERBERG [48], wurden von MANDL 1896 niedergeschrieben. HERBERG führt weiter aus, dass bereits DOEHRING 1888 ein Patent anmeldete, in dem noch unvollkommen die Vorspannung beschrieben wurde. Neben der Tragfähigkeit des unbewehrten und des bewehrten Betons stand zunehmend auch die Rissbildung im Mittelpunkt der Untersuchungen. HERBERG schreibt weiter, dass bereits 1906 LUND beschrieb, dass Risse im Beton, unabhängig ob bewehrt oder unbewehrt, bei Dehnungen zwischen 0,1 und 0,15 ‰ auftreten. Mittels einer Vorspannung ohne Verbund konnte LUND die Risslast in seinen Versuchen auf das Sechsfache der Risslast des Baukörpers ohne Vorspannung steigern (vgl. [48]).

In den folgenden Jahren bis heute wurden immer wieder umfangreiche Forschungsarbeiten zum Verbund- und Verformungsverhalten von Stahlbeton durchgeführt. Die vorliegende Arbeit greift auf durchgeführte Untersuchungen zum Festigkeitsverhalten des Betons und zum Verformungsverhalten des Spann- bzw. Stahlbetons zurück und liefert einen Beitrag zur qualifizierteren Bestimmung des Riss- und Verformungsverhaltens.

1.2 Problemstellung

Beim Entwurf von bewehrten Bauteilen sind für den Ingenieur Hilfsmittel zur Berücksichtigung des realen Festigkeits- und Verformungsverhaltens des Betons vonnöten. Es ist das Ziel, ein Bauwerk so zu planen, dass es während der Nutzungsdauer die Tragfähigkeit nicht verliert bzw. die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit mit einem wirtschaftlich vertretbaren Aufwand erhalten werden kann. Dieses Ziel spiegelt sich trefflich in der hierfür oft verwendeten Bezeichnung der Nachhaltigkeit wider.

Bei der Bemessung von Stahlbetonbauteilen werden i. d. R. die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) geführt. Sichern die Nachweise im GZT die Trag- und letztendlich die Standsicherheit des Tragwerkes ab, so sollen die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit die Nutzung des Bauwerkes sicherstellen. Typische Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind die Nachweise der Rissbreitenbeschränkung, Nachweise zur Beschränkung der Spannung sowie Nachweise zur Begrenzung der Verformungen bzw. Schwingungen. Sind die beiden letztgenannten Nachweise durch den Nutzer fühlbar und beeinflussen maßgeblich dessen Wohlbefinden, so greifen die beiden erstgenannten Nachweise auch in die Problematik der Dichtheit von umhüllenden Strukturen

oder in die Dauerhaftigkeit der Bewehrung ein. Allen Nachweisen liegt jedoch das Verformungsverhalten des Betons und seine Interaktion mit der Bewehrung zugrunde. Allerdings üben auch Rissbreiten einen Einfluss auf das Wohlbefinden der Menschen, die sich im Bereich von Stahlbetonkonstruktionen befinden, aus. So werden Risse im Beton häufig unberechtigt durch den Menschen als ein Verlust der Standsicherheit wahrgenommen.

Die Verformungen von Stahlbeton werden durch die jeweiligen Materialeigenschaften und die Interaktion der einzelnen Komponenten beeinflusst. Reine einaxiale Spannungszustände liegen in den seltensten Fällen vor. Normativ existiert derzeit in DIN EN 1992-1-1 [15] lediglich die Möglichkeit, die Festigkeit des Betons bei einer mehraxialen Druckbelastung zu erhöhen. Aussagen zum Verhalten des Betons unter mehraxialer Zugbelastung sind nicht zu finden. Dies ist konform zu den Ergebnissen von KUPFER [62], der keine Verringerung der Zugfestigkeit unter zweiaxialer Zugbeanspruchung feststellte. Dem entgegen stehen verschiedene Forschungsergebnisse aus der Vergangenheit, die eine Abnahme der Festigkeit des Betons unter zweiaxialer Zugbelastung belegen (AOYAGI & YAMADA [18]). Da das Verformungsverhalten vor allem von der Rissbildung und der Qualität des Verbundes zwischen Bewehrung und Beton geprägt wird, leiten sich zwei wesentliche Fragestellungen ab, deren Antworten mit dieser Arbeit gesucht werden:

- Welchen Einfluss übt eine zweiaxiale Zugbelastung auf das Festigkeitsverhalten des Betons aus? Kann ein einheitliches Bruchkriterium für Beton unabhängig von der Druckfestigkeit gefunden werden bzw. können mit den eigenen Ergebnissen die bestehenden Erkenntnisse zur Zugfestigkeit des Betons bestätigt werden? Welche Rückschlüsse lassen sich aus dem zweiaxialen Zugtragverhalten auf die Verformung des unbewehrten Betons ziehen?
- Die wirksame Zugfestigkeit des Betons beeinflusst maßgeblich den Zeitpunkt der Rissbildung. Wie verhält sich daher ein gemischt bewehrtes Bauteil unter zweiaxialer Zugbelastung? Können die Ergebnisse des ersten Teils der Arbeit durch die Bauteilversuche reproduziert werden? Welcher Einfluss geht von einer zweiaxialen Zugbeanspruchung auf die Erstrisslast und das Rissbild aus? Weiterhin gilt es die Frage zu klären, welcher Einfluss von einem Querkzug auf das Verbund- bzw. Verformungsverhalten einbetonierter Betonstahlbewehrung bzw. auf im nachträglichen Verbund liegende Spannbewehrung ausgeübt wird.

1.3 Übersicht

Die Arbeit fasst die Ergebnisse von zwei verschiedenartigen Versuchen zusammen. Dies sind Versuche zur Bestimmung des Festigkeitsverhaltens von unbewehrtem Beton und Versuche zum Verbund- und Verformungsverhalten von gemischt bewehrten Bauteilen unter zweiaxialer Zugbelastung.

Im ersten Teil der Arbeit wird für beide durchgeführte Versuchsarten der Stand des Wissens zusammengetragen. Grundlage für die eigenen durchgeführten Versuche an den unbewehrten Betonscheiben unter zweiaxialer Zugbelastung sind die bisher durchgeführten Versuche zur Bestimmung der Zugfestigkeit von Beton unter zweiaxialer Zugbeanspruchung. Die verschiedenen angewandten Versuchsmethoden und die Ergebnisse werden bewertet. Es erfolgt ein Vergleich der so gewonnenen Daten mit vorliegenden Bruchkriterien. Im Ergebnis der ausgewerteten Versuche werden die Prüfkörpergeometrie und die zu prüfenden Spannungsverhältnisse festgelegt.

Weiterhin werden in diesem Teil die Recherchen zu Versuchen an gemischt bewehrten Bauteilen mit schlaff- und vorgespannter Bewehrung zusammengestellt. Ergebnisse zum Einfluss der Belastungshierarchie auf die Bewehrung und die Spannglieder in Hüllrohren werden vorgestellt und daraus abgeleitete analytische Beziehungen zum Einfluss einer Querbewehrung auf das Rissbild aufgezeigt.

Die Beschreibung der Versuche und die Auswertung der Versuche am unbewehrten Beton erfolgt im zweiten Teil der Arbeit. Hier werden Kriterien zur Bestimmung der Festigkeit des Betons unter zweiaxialer Zugbelastung entwickelt. Weiterhin werden analytische Beziehungen zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungsverhaltens in Abhängigkeit des vorhandenen Zugspannungsverhältnisses abgeleitet.

Im dritten Teil der Arbeit werden die durchgeführten Bauteilversuche vorgestellt. Der Einfluss eines Quersuges auf das Rissbild und das Verformungsverhalten der verschiedenen Bewehrungen wird herausgestellt. Eine Nachrechnung der Versuche unter Anwendung der im zweiten Teil der Arbeit entwickelten Bruchkriterien findet ebenfalls statt. Darüber hinaus erfolgt die Diskussion der eingesetzten Messmethode mit dem Ziel, Empfehlungen für weitere Versuche bzw. für den Einsatz von Dehnmessstreifen auf einbetonierten Betonstählen zu geben.

2 Stand des Wissens

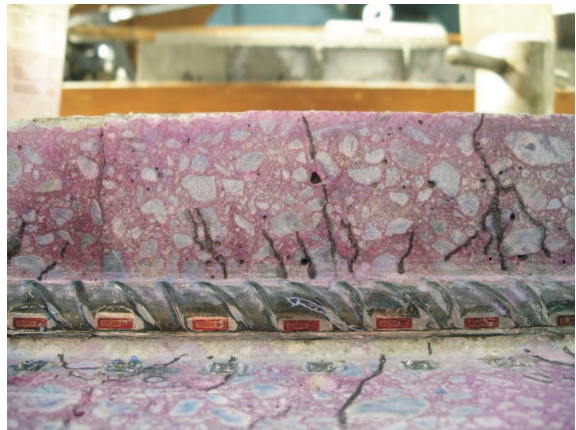
2.1 Zugfestigkeit von unbewehrtem Beton

2.1.1 Beton unter Zugbelastung

Erfährt ein Betonbauteil, gleichwohl ob es bewehrt oder unbewehrt ist, infolge einer Zugkraft eine äußere Belastung, so treten mit zunehmender Laststeigerung Risse im Betonbauteil auf. Risse, die an der Oberfläche mit dem bloßen Auge sichtbar sind, und Risse, die im Inneren des Betons für das Auge unsichtbar sind. Im Bild 2.1 a) sind exemplarisch Risse an einer Betonoberfläche und im Bild 2.1 b) im Bauteilinneren dargestellt (aus ECKFELDT ET AL. [33]). Allen Rissen im Beton geht eine Überschreitung der lokalen Zugfestigkeit voraus, unabhängig von der Belastungshierarchie.



a) Oberflächenrisse



b) Innere Risse am Bewehrungsstahl

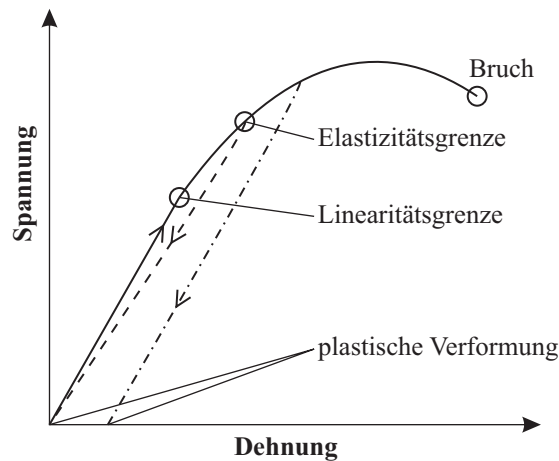
Bild 2.1: Rissformen

Für die weitere Betrachtung der Bruch- und Verformungsvorgänge im Beton ist die Definition des Begriffes „Nichtlinearität“ bzw. „Proportionalitätsgrenze“ erforderlich.

Nichtlinearität

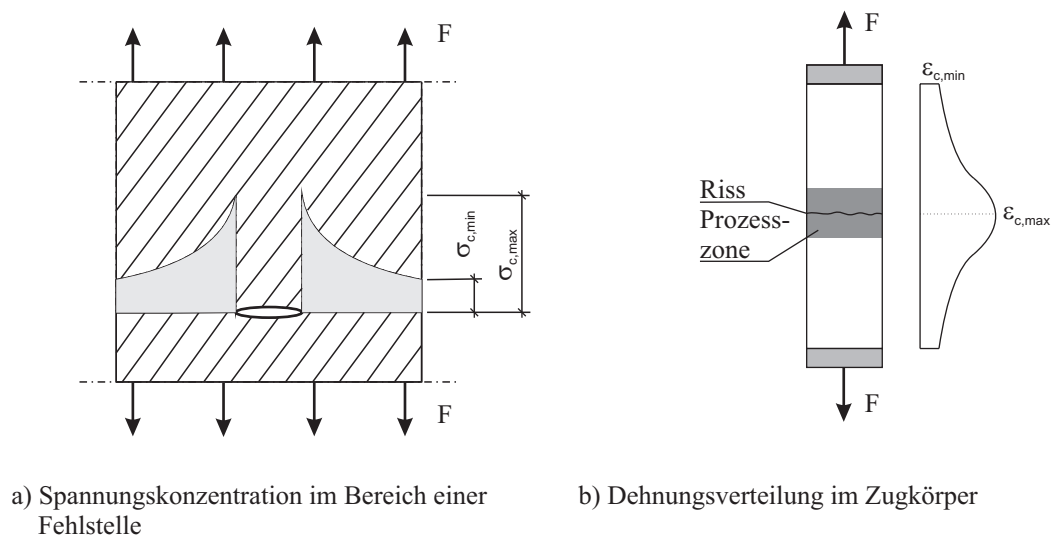
Der Übergang vom elastischen Bereich in den nichtlinearen Bereich der Spannungs-Dehnungs-Linie wird in der Literatur oft als Diskontinuität bzw. Proportionalitätsgrenze bezeichnet. Dieser Übergang ist eng mit der Bildung einer Rissprozesszone verbunden. Innerhalb dieser Zone treten aufgrund lokal geringerer Zugfestigkeit gehäuft Mikrorisse auf, die sich letztendlich zum Makroriss vereinen. Unterhalb dieser Grenze verhält sich die Dehnung ε proportional zur wirkenden Spannung σ . Erfolgt die Spannungssteigerung über diesen Punkt hinaus, besteht kein linearer Zusammenhang mehr. Daher wird im Folgenden der Begriff der Nichtlinearität bzw. der Proportionalitätsgrenze verwendet. Eine Darstellung des Materialverhaltens gemäß dem HOOKEschen Gesetz ist in Bild 2.2 zu sehen.

In der Literatur sind verschiedene Angaben zur Höhe der Linearitätsgrenze zu finden. Während REMMEL [92] die Grenze der Nichtlinearität mit 60 % angab, beschrieben NGAB ET AL. ([84], [85]) den Übergang

**Bild 2.2:** Materialverhalten nach HOOKE

bei einer Größenordnung von 30-50 % der Zugfestigkeit des normalfesten Betons. SLATE ET AL. [105] beschrieben das Verhalten des Betons in verschiedenen Schritten. Bei 30 % der Betonzugfestigkeit nahmen die Bindungsrisse zwischen Zementstein und Zuschlagkorn zu, eine geringfügige Abweichung vom linearen Verlauf war bereits hier festzustellen. In einem Bereich zwischen 70-90 % traten Risse in der Zementmatrix auf, welche sich miteinander bzw. die Bindungsrisse miteinander verbanden. Ein Rissmuster bildete sich aus und eine deutliche Abweichung der Spannungs-Dehnungs-Linie vom linearen Verlauf war festzustellen. BRAMESHUBER [22] stellte fest, dass sich der Beton im Bereich von 50-80 % der Zugfestigkeit linearelastisch verhält.

Die Gefügezerstörung tritt mit der Auflösung des Verbundes zwischen Betonzuschlag und Mörtelmatrix bzw. infolge der von Fehlstellen, wie z. B. Hohlräume, innerhalb des Betongefüges ausgehenden Rissbildung auf. AVRAM ET AL. [19] stellten die Spannungsverteilung im Bereich einer Fehlstelle gemäß Bild 2.3 dar. Der abgebildete Verlauf der Betonspannung lässt erkennen, dass die größte Spannung im Bereich der Grenzfläche bzw. der Fehlstelle im Beton auftritt. Mit zunehmendem Abstand zur Fehlstelle sinkt gleichermaßen die Betonspannung σ .

**Bild 2.3:** Spannungs- und Dehnungsverteilungen im Zugkörper nach AVRAM ET AL. [19]

NEVILLE [83] und KÖNIG [59], [60] wiesen darauf hin, dass bei normalfesten Betonen die Haftzugfestigkeit zwischen Zementmatrix und Zuschlagstoff nur 30-70 % der Festigkeit des Zementsteines beträgt. Mit zunehmender Zugfestigkeit des Betons veränderte sich der Risspfad durch die Betonmatrix in der Art, dass

bei niederfesten Betonen vorrangig der Riss im Zement verlief, mit steigender Zementfestigkeit aber der Anteil der zerstörten Zuschlagstoffe zugenommen hat. Einen weiteren Einfluss auf die Zugfestigkeit des Betons übt die Größe der Zuschlagstoffe aus. Mit zunehmender Größe sinkt bei gleichbleibendem Wasser-Zement-Verhältnis die Zugfestigkeit des Betons (vgl. BYFORS [23]).

Zur Bestimmung der Materialeigenschaften von Beton werden neben normativ geregelten Standardprüfkörpern, z. B. für Druckfestigkeitsprüfung, Elastizitätsmodulbestimmung u. a., weitere Versuchskörperformen genutzt. Im Bild 2.4 sind typische Versuchskörpergeometrien zur Bestimmung der Zugfestigkeit und Verformungseigenschaften und deren schematischer Versuchsaufbau dargestellt.

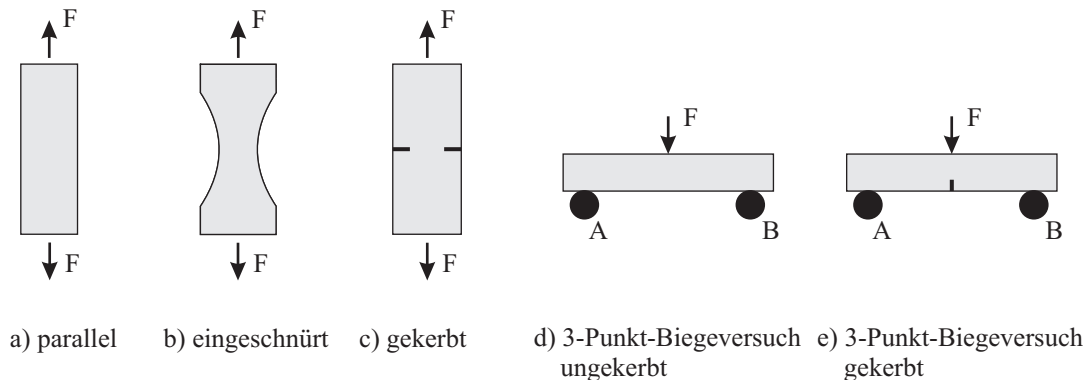


Bild 2.4: Typische Probekörperformen zur Bestimmung der Zugdehnungen und Zugfestigkeiten

Neben den Untersuchungen des Dehnungsverhaltens an gekerbten bzw. ungekerbten Versuchskörpern wurden auch Biegeversuche zur Ermittlung bzw. Bestimmung des Dehnungsverhaltens durchgeführt. Diese Art der Versuche wird jedoch im Folgenden nicht weiter beleuchtet, da diese Versuche keine Anbindung an die im eigenen Versuchsprogramm durchgeführten Versuche bieten.

Das allgemeine Zugtragverhalten von Beton wurde von DUDA [31] mit Hilfe der in Bild 2.5 abgebildeten schematischen Darstellung beschrieben. Unterliegt ein Betonkörper einer Zugeinwirkung, so erfährt dieser eine Längenänderung. Die einzelnen Teilbilder zeigen die Verformung des Betons unter verschiedenen Laststufen. In Abhängigkeit von der Größe der eingeleiteten Zugkraft ruft diese in Laststufe a) eine elastische, reversible Dehnung im Beton hervor. Die hierbei im Beton auftretende Zugspannung σ_{ct} liegt deutlich unterhalb der Zugfestigkeit f_{ct} des Betons. Dieser Bereich ist, wie im Bild 2.5 a) dargestellt, durch eine geringe Anzahl von Mikrorissen charakterisiert. Die im Beton auftretenden Spannungen σ_{ct} und Dehnungen ε_c sind nahezu konstant über den Probekörper verteilt. Die Gesamtverformung wird durch die gleichmäßige Verteilung der Mikrorisse über den gesamten Betonkörper sowie durch die elastische Materialdehnung bestimmt. Überschreitet die in den Beton eingeleitete Zugkraft eine kritische Größe, so häufen sich im Bereich der geringsten Zugfestigkeit des Betons Mikrorisse, Bild 2.5 b). Das bedeutet, dass innerhalb eines bestimmten Bereiches auf der Makroebene größere Dehnungen auftreten. Dieser Bereich wird als Rissband bzw. Rissprozesszone bezeichnet, Bild 2.5 c). Durch eine weitere Laststeigerung und die Überschreitung der maximalen Betonzugfestigkeit kann eine Lokalisierung der Rissprozesszone festgestellt werden, d. h. die Rissbandbreite h_r nimmt mit zunehmender Zugspannung σ_{ct} ab. Die Spannung nimmt infolge der Lokalisierung in unmittelbarer Nachbarschaft zur Rissprozesszone deutlich zu. Die weiter entfernt liegenden Bereiche werden dadurch entlastet, hier treten keine weiteren Mikrorisse auf. Die Zunahme der Gesamtverformung tritt demzufolge im Wesentlichen in der Rissprozesszone auf. Dies wurde bereits 1969 von HEILMANN ET AL. [47] festgestellt. In der Folge der Überschreitung der Maximallast bildet sich innerhalb der Rissprozesszone ein diskreter Riss, vgl. hierzu 2.5 c). Bis zu einer kritischen Rissbreite von $w_{krit} = 160 \mu m$ können durch Rissverzahnung bzw. durch Materialbrücken weiterhin Zugkräfte übertragen werden (vgl. CORNELISSEN ET AL. [28]).

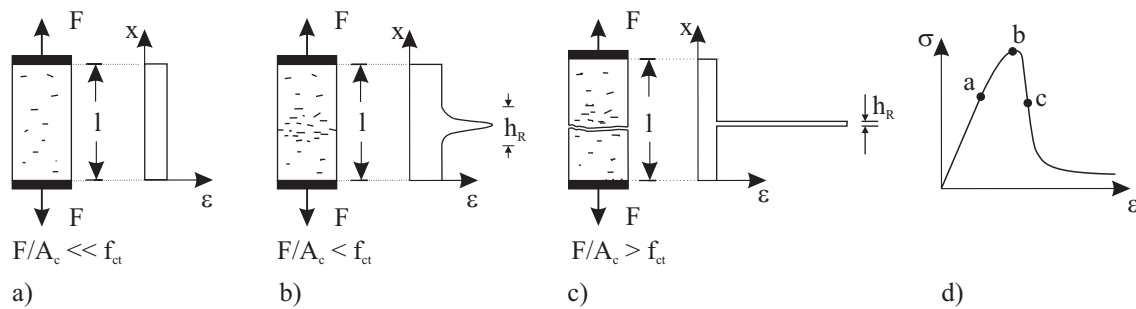


Bild 2.5: Zugtragverhalten von Beton nach DUDA [31]

Die Verformungen innerhalb der Rissprozesszone können als fiktiver Einzelriss mit der Rissbreite w bzw. als erhöhte Dehnung über die Breite des Rissbandes h_R erfasst werden. Der Ansatz des fiktiven Einzelrisses geht auf HILLERBORG [51] zurück. Über die Rissbreite w werden die im plastischen Zustand übertragbaren Zugspannungen bestimmt. Die Erfassung der Verformungen kann ebenso durch die Berücksichtigung des Rissbandes erfolgen. Hierin werden die Rissbildung und das Risswachstum über die Breite h_R des Rissbandes verschmiert (vgl. BAŽANT [20]). Innerhalb dieses Rissbandes sinkt infolge einsetzender Mikrorissbildung und des Risswachstums die Steifigkeit des Betons. Die Größe des Rissbandes wurde von BAŽANT [20] mit dem Dreifachen des Größtkorndurchmessers angegeben. Allgemein wird von einer Breite der Rissprozesszone von dem 1- bis 3-fachen Größtkorndurchmesser ausgegangen. Mit Hilfe der Laser-Speckle-Interferometrie untersuchte HARIRI [46] die Ausdehnung der Rissprozesszone bei gekerbten Zugkörpern. Hierbei wurde festgestellt, dass die Breite der Rissprozesszone Streuungen unterworfen ist. Die maximale Breite der Rissprozesszone wurde in [46] mit dem 1,8-fachen Wert des Größtkorndurchmessers von 16 mm angegeben. Die Breite der Rissprozesszone nahm mit zunehmender Rissöffnung und Risslänge ab. Das Zugtragverhalten von Beton kann unter Verwendung einer Spannungs-Dehnungs-Linie, wie in Bild 2.5 d) dargestellt, beschrieben werden. Umfangreiche Untersuchungen zum Zugtragverhalten führten HEILMANN ET AL. [47] durch.

HEILMANN ET AL. (1969)

HEILMANN ET AL. [47] untersuchten das Festigkeits- und Verformungsverhalten von unbewehrtem Beton unter Zugbelastung. Hierfür verwendeten sie eingeschnürte Prüfkörper entsprechend Bild 2.6 a). HEILMANN ET AL. variierten zur Evaluierung der Zugfestigkeit des Betons bei ihren Versuchen das Betonalter, die Dehngeschwindigkeit und die Betongüte. Die erreichten Bruchdehnungen ε_{ult} in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit für verschiedene Dehngeschwindigkeiten $\dot{\varepsilon}$ sind im Bild 2.6 b) dargestellt.

Neben einer zentrischen Zugkrafteinleitung wurde auch eine exzentrische Zugkrafteinleitung, bei der die Dehnung eines Randes immer Null war, geprüft. Den Versuchen konnte entnommen werden, dass mit zunehmender Druckfestigkeit die Bruchdehnungen zunehmen. Weiterhin wurde festgestellt, dass bei Versuchen mit Beton mittlerer Druckfestigkeit bei allen Dehngeschwindigkeiten die geringsten Bruchdehnungen erzielt wurden. HEILMANN ET AL. stellten fest, dass die maximalen Dehnungen der zentrischen Zugversuche geringer als die maximalen Dehnungen bei exzentrischer Belastung ausfielen. In [47] wird die Ankündigung eines Rissereignisses durch eine lokal höhere Dehnung beschrieben. In den grafischen Darstellungen zu den Spannungs-Dehnungs-Linien ist dies am Abflachen des Verlaufes zu erkennen und tritt in einem Bereich zwischen 45 und 100 % der Bruchdehnung auf.

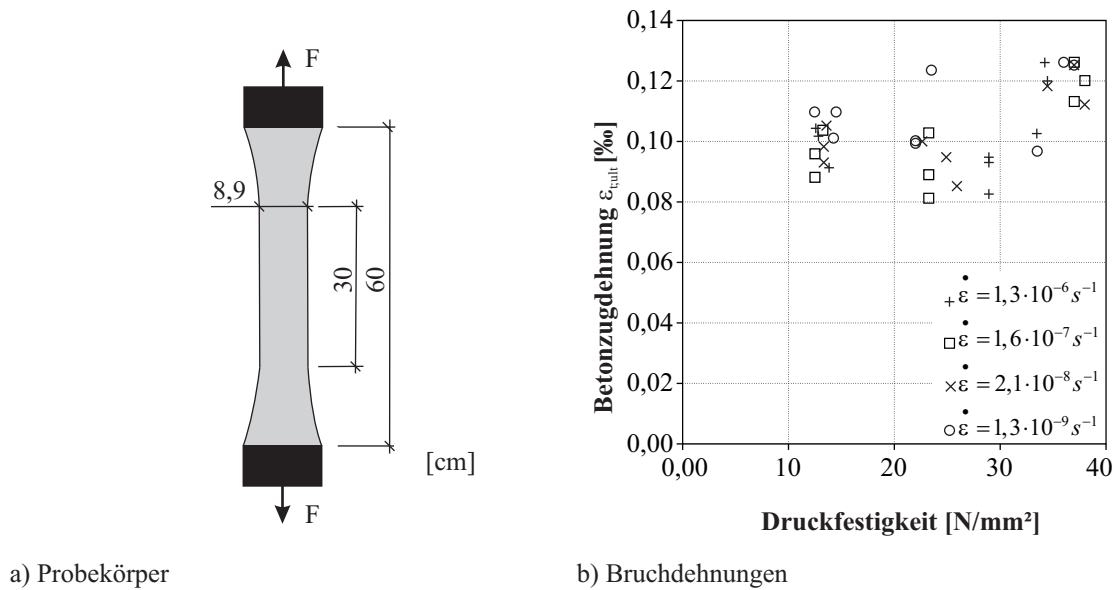


Bild 2.6: Probekörper und Ergebnisse aus HEILMANN ET AL. [47]

Bild 2.7 a) ist exemplarisch anhand eines exzentrisch gezogenen Versuchskörpers die Anordnung der Messstellen dargestellt. Der Riss durchtrennt die unteren Messstellen (DMS) eins bis drei. Die Darstellung der zugehörigen Spannungs-Dehnungs-Linien erfolgt im Bild 2.7 b). Die Entspannung der rissfernen Dehnmessstreifen nach dem Rissereignis ist deutlich am auf Null zurückgehenden Graphen zu erkennen. Der DMS eins zeigt hingegen große Dehnungen, was auf die Rissüberbrückung durch den DMS zurückzuführen ist.

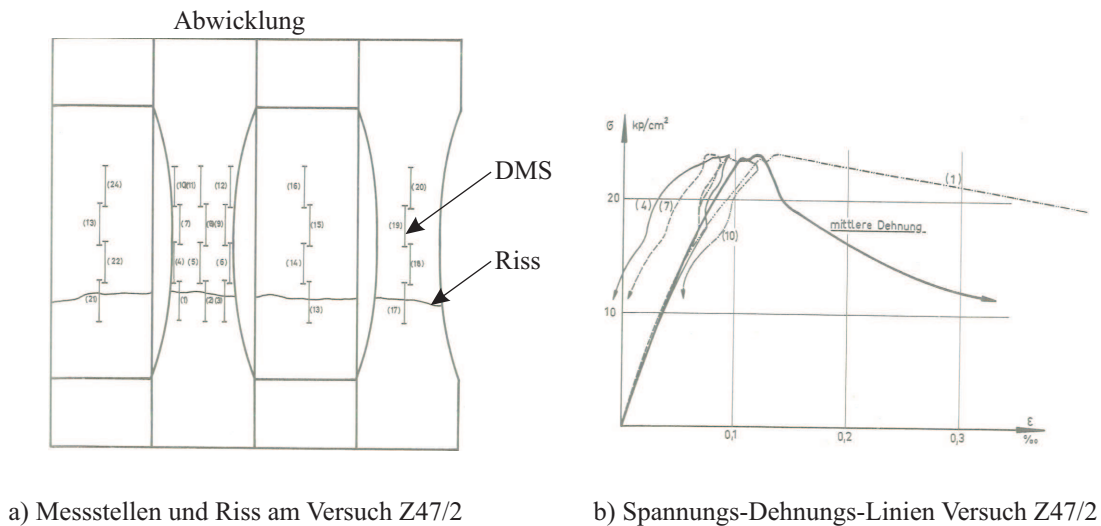


Bild 2.7: Versuchskörper Z47/2 – Aufbau und Ergebnisse aus HEILMANN ET AL. [47]

Wie bereits von HEILMANN ET AL. [47] gezeigt, weicht die Spannungs-Dehnungs-Linie bei zunehmender Zugbelastung durch die Mikrorissbildung vom linearen Verlauf ab. HUSSEIN [52] stellte den Übergang vom elastischen in den inelastischen Bereich für einen Normalbeton bei 70 %, für einen hochfesten Beton bei 85 %, für einen ultrahochfesten Beton bei 90 % und für einen hochfesten Leichtbeton bei 95 % der jeweiligen Druckfestigkeit fest. Modelle zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Linie wurden u. a. von GOPALARATNAM ET AL. [39] und GUTSCH [43] vorgestellt. Die wesentlichen Arbeiten werden im Folgenden kurz angeführt. Die Bandbreite des Auftretens von inelastischen Mikrorissen reicht von 45 % bis 90 % der Zugfestigkeit. RAISS [90] führte 20 einaxiale Zugversuche an Betonkörpern durch, die Grenze der Nichtlinearität lag bei 45 % der maximalen Belastung. Allerdings stellt RAISS weiterhin fest, dass die

Nichtlinearität nicht in jedem Fall klar zu erkennen ist. Eine Untersuchung des Einflusses der eingesetzten Zuschläge führte KAPLAN [57] durch. Die Zugdehnungen und die Zugspannungen bei der Rissbildung unter Last sind demnach vom Volumenanteil des Grobzuschlages / Größtkornes abhängig. Mit zunehmendem Volumenanteil des Größtkornes sanken die Dehnung und die Spannung infolge Zugbelastung bei der Rissbildung. Neben der Abhängigkeit vom Volumenanteil des Grobkorns stellte KAPLAN ebenfalls eine Abhängigkeit der Rissdehnung von der Zuschlagsart und vom Wasser-Zement-Wert fest. Die Untersuchungen ließen den Schluss zu, dass die Mikrorissbildung hauptsächlich von der Dehnung und weniger von der Betonspannung abhängig ist.

SLATE ET AL. (1986)

SLATE ET AL. [105] wiesen darauf hin, dass bereits nach der Herstellung Mikrorisse zwischen Zuschlag und Mörtelmatrix vorliegen und diese ab 30 % der Maximallast in ihrer Geometrie und Anzahl zunehmen. Zwischen 70 und 90 % der Maximallast begannen sich die Mikrorisse zu verbinden, sogenannte Bindungsrisse bildeten ein Rissmuster. Dieser Punkt wurde von SLATE ET AL. als Nichtlinearität gekennzeichnet. Ab diesem Punkt wichen Querdehnzahl und Volumenänderungskurve voneinander ab, die Querdehnzahl nahm deutlich zu.

LI & SHAH (1994)

LI & SHAH [74] untersuchten mit Hilfe einer Schallemissionsanalyse das Rissverhalten des Betons an ungekerbten Zugkörpern. Sie stellten dabei fest, dass der Bruchprozess des Betons in drei Phasen unterteilt werden kann. Die erste Phase beinhaltet die gleichmäßige Zerstörung des Betongefüges bis zu einer Betonspannung, die 80 % der Zugfestigkeit des Betons entspricht. Im zweiten Bereich konnte die Lokalisierung der Mikrorisse im Bereich zwischen 80 % der Zugfestigkeit im ansteigenden Ast (pre-peak) bzw. im abfallenden Ast (post-peak) der Spannungs-Dehnungs-Linie verzeichnet werden. Die Bildung des Hauptrisses wurde ab einer Größe von 80 % des post-peak Bereiches der Zugfestigkeit festgestellt.

SWADDIWUDHIPONG ET AL. (2003)

SWADDIWUDHIPONG ET AL. [109] führten insgesamt 117 Versuche an Versuchskörpern mit einem Querschnitt von $10 \times 10 \text{ cm}^2$ durch. Bild 2.8 a) zeigt die gemessenen Dehnungen ε_c bei 90 % der maximalen Zugspannung und die Bruchdehnung. Bild 2.8 b) stellt die Ergebnisse SWADDIWUDHIPONGS zum Verhalten des Elastizitätsmoduls in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit f_{ct} dar. Neben der erwartungsgemäßen Zunahme des Elastizitätsmoduls bei steigender Druckfestigkeit unter Druckbelastung konnte die gleiche Tendenz bei steigender Zugfestigkeit unter Zugbelastung festgestellt werden.

Bild 2.9 a) zeigt die bilinearen Verläufe der aus den Messwerten entwickelten Spannungs-Dehnungs-Linien in Abhängigkeit der Druckfestigkeit. Aus dem Verhältnis der Anstiege $m_{90\%}$ bis 90 % der Zugfestigkeit und m_{ult} zwischen 90 % und dem Versagen unter Zugeinwirkung kann ein Schluss auf die zunehmende Gefügezerstörung bzw. die Entfestigung gezogen werden. Bild 2.9 b) zeigt den Quotienten M nach Gl. (2.1) in Abhängigkeit der Druckfestigkeit f_{cm} . Anhand dieser Darstellung ist deutlich die Entfestigung bzw. die Zunahme der Mikrorissbildung mit einhergehender Lokalisierung zu erkennen, die Dehnungen nehmen im Bereich zwischen 90 und 100 % überdurchschnittlich zu. Die Steifigkeit sank gleichermaßen im Mittel um 9 % gegenüber der ursprünglichen Steifigkeit im linearelastischen Bereich.

$$M = \frac{m_{ult}}{m_{90\%}} \quad (2.1)$$

Bei einem linearelastisch angenommenen Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie wird die Auswirkung der Mikrorissbildung auf die Steifigkeit des Betons stark vereinfacht. Eine Regelung normativen Charakters existiert derzeit ausschließlich im MODEL CODE 90 [3] und ist im Bild 2.10 zu sehen.

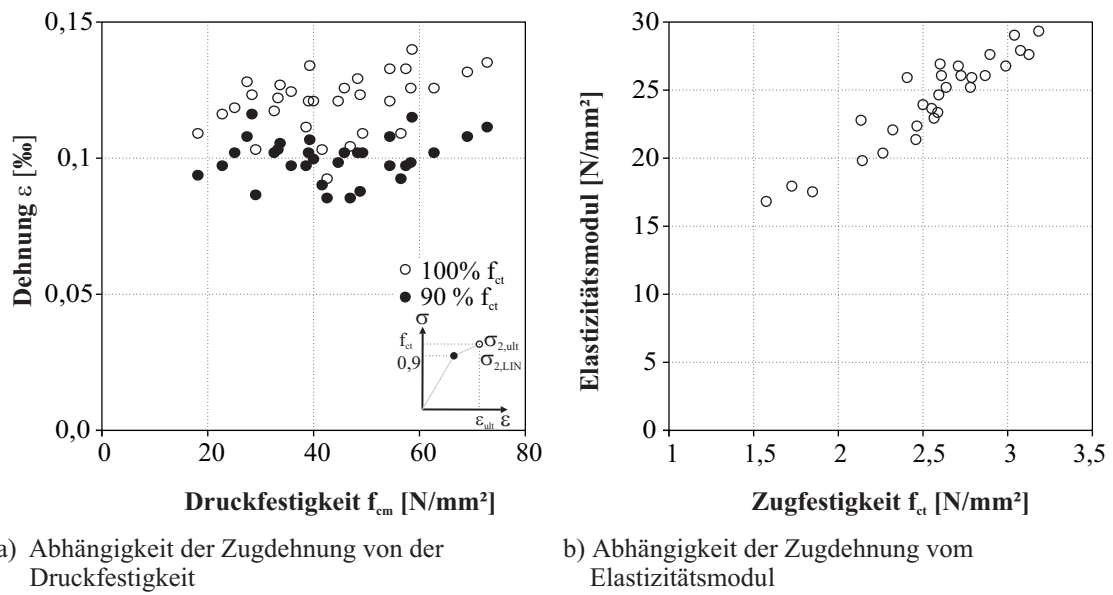


Bild 2.8: Ergebnisse aus SWADDIWUDHIPONG ET AL. [109]

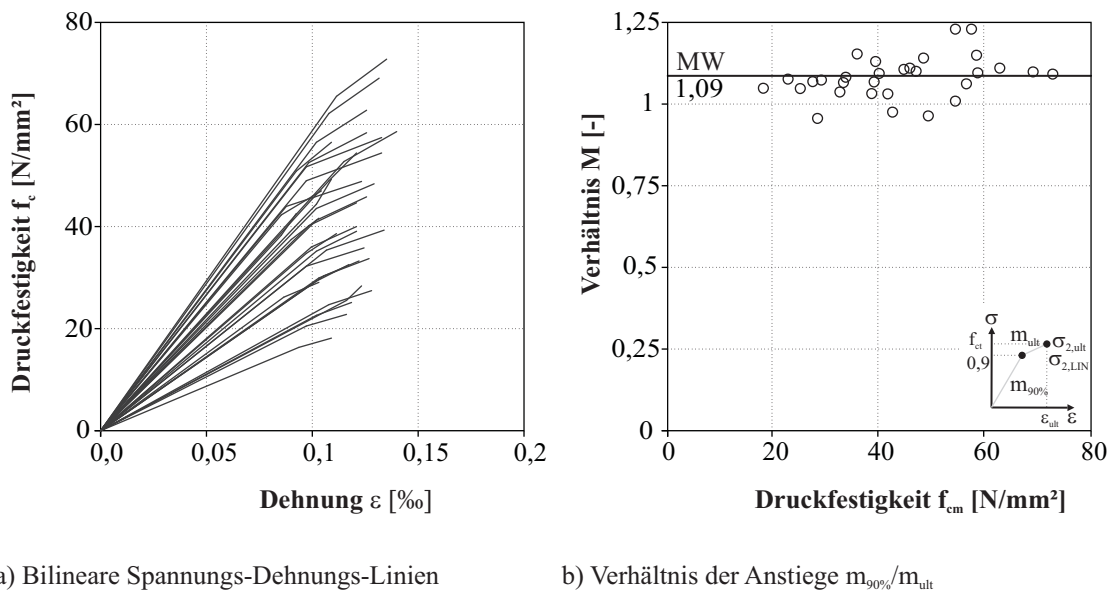


Bild 2.9: Auswertung der Ergebnisse von SWADDIWUDHIPONG ET AL. [109]

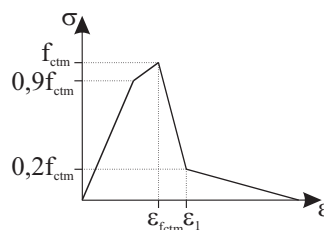


Bild 2.10: Schematischer Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie nach MC90 [3]

Wird das Modell auf die Materialparameter normalfester Betone übertragen, so ergeben sich die in Abbildung 2.11 dargestellten Verläufe. Bei der Betrachtung der Verläufe ist festzustellen, dass die Dehnungen beim Übergang vom elastischen in den nichtelastischen Bereich mit sinkender Betongüte bei der vereinfachten Festlegung der Bruchdehnung von $\varepsilon_{ult} = 0,15 \text{ ‰}$ abnehmen. Demnach verhält sich ein niedrigerer Beton im Vergleich mit der maximalen Bruchdehnung weniger elastisch als ein höherer Beton. Allerdings deuteten die Versuche von HEILMANN ET AL. [47] bereits darauf hin, dass eine nach der Betongüte differenzierte Betrachtung der Bruchdehnung ε_{ult} erfolgen muss.

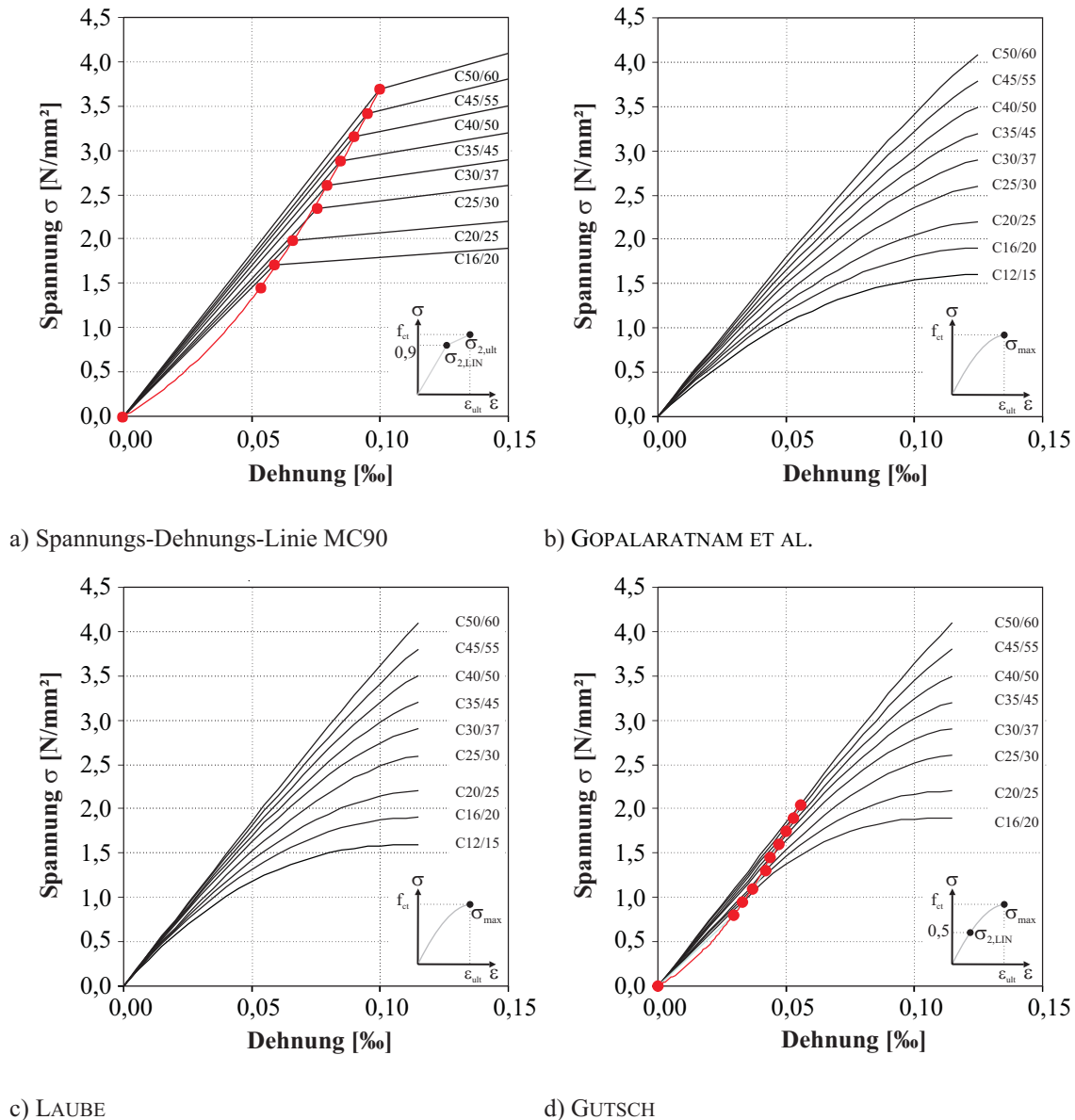


Bild 2.11: Spannungs-Dehnungs-Verläufe

GOPALARATNAM ET AL. (1985)

GOPALARATNAM ET AL. [39] untersuchten an gekerbten Versuchskörpern das Verhalten von unbewehrtem Beton unter Zugeinwirkung. Insgesamt wurden sieben Serien mit unterschiedlichen Mischungsverhältnissen und Zuschlägen geprüft. Das von GOPALARATNAM ET AL. verwendete Größtkorn aus gebrochenem Kalkstein wies einen Durchmesser von 10 mm auf, die Messlänge der eingesetzten Dehnmessstreifen betrug 10 mm. Die Ergebnisse zeigen, dass am gekerbten Rand größere Dehnungen auftraten als in der Mitte der Versuchskörper. Weiterhin wurde festgestellt, dass in der Risszone die Dehnungen nach Überschreitung

der Zugfestigkeit des Betons stark anstiegen, wohingegen die Dehnungen außerhalb der Rissprozesszone stark abfielen. Im Ergebnis der Untersuchungen wurde festgestellt, dass es keine signifikante Differenz der mittleren Dehnungen zwischen gekerbten und ungekerbten Versuchskörpern gibt.

Während das bisher vorgestellte Modell zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens des Betons auf linearen Ansätzen beruht, wurde von GOPALARATNAM ET AL. [39] das in Gl. (2.2) vorgeschlagene Modell zur Beschreibung entwickelt. Auf weitere lineare bzw. bilineare Modelle zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens wird an dieser Stelle nicht eingegangen.

$$\frac{\sigma(\varepsilon)}{f_{ct}} = 1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ult}}\right)^A \quad (2.2)$$

mit

$$A = \frac{E \cdot \varepsilon_{ult}}{f_{ct}} \quad (2.3)$$

Wie in Bild 2.11 b) zu erkennen ist, beschreibt dieser Ansatz eine kontinuierliche Funktion, ein linearer Verlauf wird mit Gl. (2.2) nicht abgebildet. Die maximale Dehnung ε_{ult} wurde als Mittelwert aus den Versuchen ermittelt und beträgt $\varepsilon_{ult} = 0,126 \text{ ‰}$.

LAUBE (1990)

Darauf aufbauend schlug LAUBE [65] ein Modell vor, welches die Abweichung des realen vom linearelastischen Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie berücksichtigt. Die Abweichung wurde durch das Verhältnis der Sekantenmoduln in den Bereichen der Zugspannung von 0 bis $0,5 \sigma_{ct}$ bzw. $0,5$ bis $1,0 \sigma_{ct}$ berücksichtigt. Gl. (2.4) gibt das von LAUBE aufgestellte Modell wieder.

$$\frac{\sigma(\varepsilon)}{f_{ct}} = 1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ult}}\right)^B \quad (2.4)$$

mit

$$B = \frac{\ln 0,5}{\ln\left(1 - \frac{f_{ct}}{2 \cdot E_{ct} \cdot \varepsilon_{ult}}\right)} \quad (2.5)$$

Mit Hilfe der Zugfestigkeit f_{ct} des Betons und der Zugbruchdehnung ε_{ult} können die in Abbildung 2.11 c) dargestellten Spannungs-Dehnungs-Verläufe für normalfeste Betone bestimmt werden. LAUBE stellte ebenso wie HEILMANN [47] weiterhin fest, dass die im Zugversuch auftretende Bruchdehnung von der Belastungsgeschwindigkeit abhängig ist. In Bild 2.12 sind die Abhängigkeiten der Materialeigenschaften vom Betonalter dargestellt. LAUBE bemerkte hierzu, dass das Minimum der Bruchdehnung zwischen 4 bis 12 Stunden nach Herstellung erreicht wird und führt dies auf die raschere Zunahme des Elastizitätsmoduls E gegenüber der Zugfestigkeit f_{ct} bei gleichzeitiger Abnahme der Viskosität zurück.

Deutlich erkennbar ist die schnellere Zunahme des Elastizitätsmoduls gegenüber der Zugfestigkeit. Resultierend aus diesem zeitlichen Verlauf der sich entwickelnden Materialeigenschaften erreicht der Beton bei einem Alter von ca. neun Stunden das geringste Verformungsvermögen unter Druck- und Zugbeanspruchung.

Im Ergebnis der Auswertung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens des Betons in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit $\dot{\varepsilon}$ stellte LAUBE fest, dass sich mit steigender Geschwindigkeit ein zunehmend parabol-förmiger Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie einstellt (Bild 2.13 a)). Darüber hinaus wurden mit einer Dehngeschwindigkeit $\dot{\varepsilon} = 5,6 \cdot 10^{-10} \text{ 1/s}$ größere Bruchdehnungen als bei niedrigeren Dehngeschwindigkeiten erreicht (vgl. Bild 2.13 b)). Bei einer Dehngeschwindigkeit $\dot{\varepsilon} = 5,6 \cdot 10^{-6} \text{ 1/s}$ betrug die Bruch-

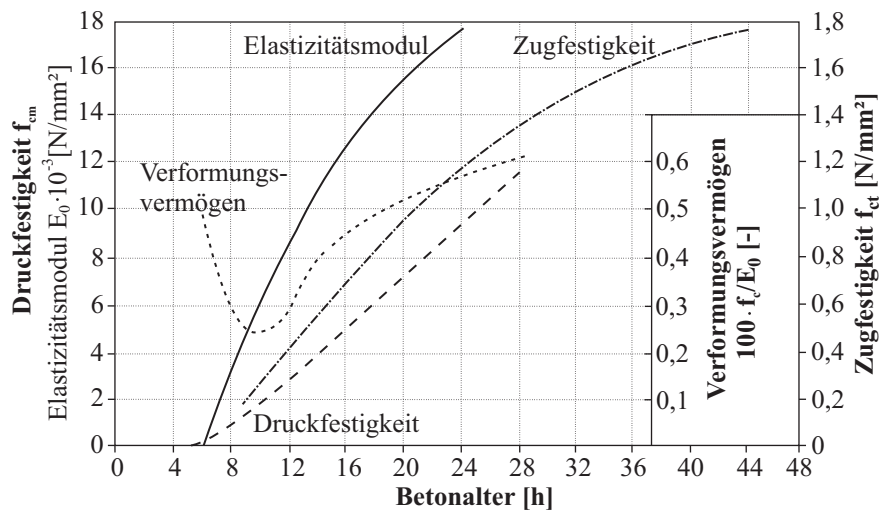
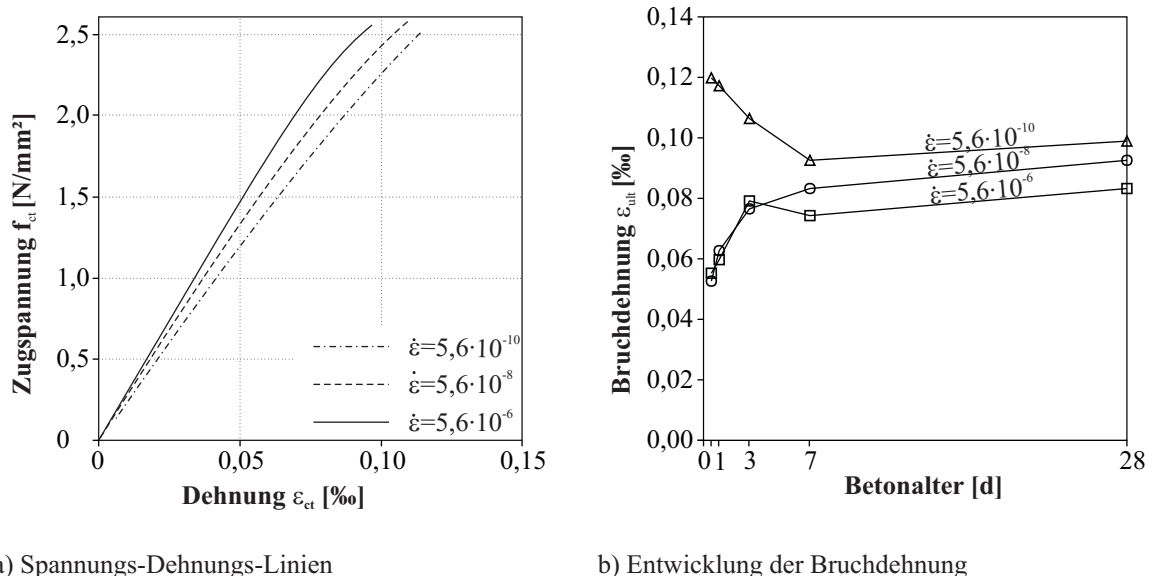


Bild 2.12: Entwicklung der Bruchdehnung in Abhängigkeit des Betonalters nach LAUBE [65]

dehnung des 28 Tage alten Versuchskörpers 0,08 ‰ und lag somit unter der im MC 90 festgelegten Größe von $\varepsilon_{ult} = 0,15$ ‰.



a) Spannungs-Dehnungs-Linien

b) Entwicklung der Bruchdehnung

Bild 2.13: Bruchdehnung von Beton in Abhängigkeit der Dehngeschwindigkeit $\dot{\varepsilon}$ nach LAUBE [65]

Neben einaxialen Zugversuchen an eingeschnürten Versuchskörpern führte LAUBE auch Zugversuche an gekerbten Probekörpern durch. Der verwendete Beton wies ein Größtkorn von 16 mm auf. Bild 2.14 a) zeigt den Versuchskörper. In der Versuchskörperachse wies dieser beidseitig zwei nachträglich eingebrachte Kerben mit einer Tiefe von 20 mm und einer Breite von 3 mm auf. Auf beiden Oberflächen des Versuchskörpers wurden jeweils fünf Dehnmessstreifen mit einem Messbereich von 30 mm im unmittelbaren Bereich der Kerbe appliziert. Zusätzlich wurden jeweils zwei IWA mit einer Messbasis von 30 mm über dem gekerbten Bereich an den Seiten und zwei IWA im erwarteten Rissbereich der Kerbe angeordnet. In Bild 2.14 b) wird der Verlauf der Dehnungen parallel zur Kerbe gezeigt. Bei der Betrachtung der Messstellen mit DMS kann festgestellt werden, dass die Dehnungen in den kernnahen Messstellen 4 und 5 unabhängig von der Laststufe am größten sind. Die größeren Dehnungen wurden auf die von der Kerbwurzel ausgehende Rissbildung zurückgeführt. Dies bestätigten AVRAM ET AL. [19], vgl. hierzu Bild 2.3. Bei der Wertung der Ergebnisse muss berücksichtigt werden, dass anhand der ungleichmäßigen Dehnung an den Rändern, Messstellen 6 und 7, ein Biegeeinfluss nicht ausgeschlossen werden kann.

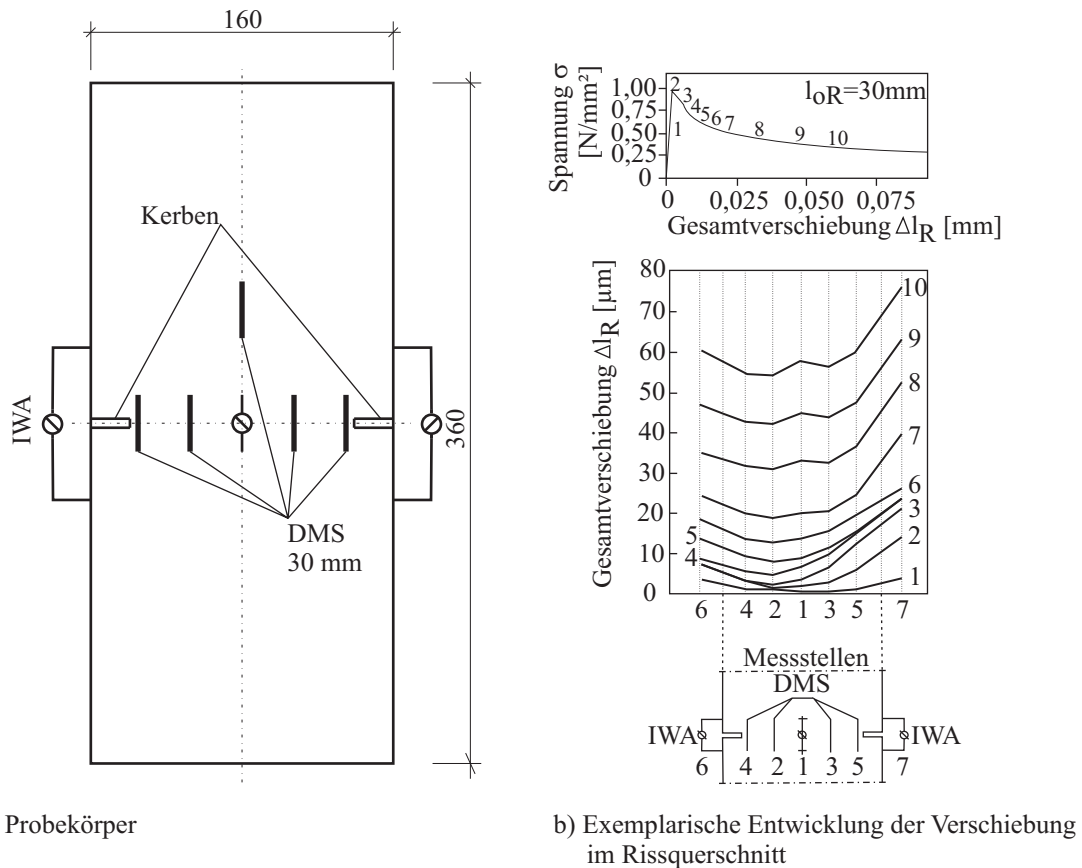


Bild 2.14: Versuchskörper und Dehnungsverteilung aus LAUBE [65]

GUTSCH (1999)

GUTSCH [43] prüfte verschiedene Betone mit unterschiedlichem Alter. Verwendung fand ein gekerbter Probekörper gemäß Bild 2.15 a). Auf der Oberfläche wurden beidseitig Dehnmessstreifen und ein induktiver Wegaufnehmer (IWA) mit einer Messlänge von 30 mm über der Kerbzone angeordnet. Das Größtkorn wies einen Durchmesser von 16 mm auf. Die Rissprozesszone kann für diesen von GUTSCH gewählten Versuch in einem Bereich von 16 bis 48 mm nach BAŽANT [20] angenommen werden. Zusammenfassend stellte GUTSCH heraus, dass die maximalen Dehnungen ε_{ult} aus Zugbelastung bei gekerbten Versuchskörpern größer als an den eigenen ungekerbten Körpern waren. Seine Ergebnisse wurden mit den Untersuchungen von TASDEMIR [110] bestätigt. Die größeren Dehnungen wurden auf die von der Kerbwurzel ausgehende Rissbildung und auf die Dehnungsmessung innerhalb der Rissprozesszone zurückgeführt.

Bei der Betrachtung der Versuchsergebnisse von GUTSCH fällt auf, dass die in Kerbennähe gemessenen Dehnungen größere Werte als die in Probekörpermitte aufweisen. Bild 2.15 b) zeigt exemplarisch die mittleren an gekerbten Versuchskörpern gemessenen Bruchdehnungen. GUTSCH stellte im Bereich der Kerbspitzen (Index Rand) zwei- bis dreifach größere Dehnungen gegenüber der mittleren Dehnung in Probekörpermitte fest und führte dies ebenfalls auf die aus der Querschnittsreduzierung resultierende Spannungskonzentration an den Kerbspitzen zurück.

Neben gekerbten Zugkörpern führte GUTSCH auch Zugversuche an eingeschnürten Probekörpern analog Bild 2.4 b), welche liegend geprüft wurden, durch. Diese horizontale Anordnung fand bei der Prüfung der Materialeigenschaften des sehr jungen Betons Anwendung. Das Alter der Betonproben betrug zwischen 16 Stunden und sieben Tagen. GUTSCH stellte fest, dass die mittleren Bruchdehnungen ε_{ult} von Kerbzugkörpern größer als die der horizontalen Zugkörper ausfielen. Exemplarisch zeigte GUTSCH anhand eines Versuches die Dehnungsverteilung auf der Vorder- bzw. Rückseite eines gekerbten Versuchskörpers (vgl.

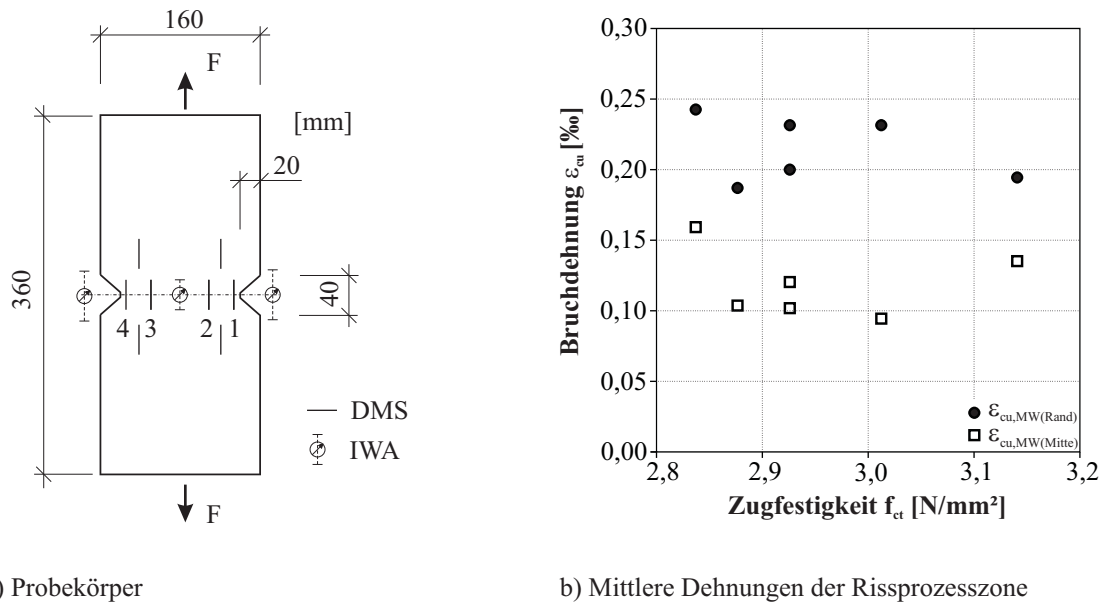


Bild 2.15: gekerbter Versuchskörper und Rissprozesszonendehnungen nach GUTSCH [43]

hierzu Bild 2.16 b)). Bis zu einem Niveau von ca. 84 % der Zugfestigkeiten konnten ähnliche Dehnungen auf der Vorder- bzw. Rückseite festgestellt werden, obgleich auch hier größere Dehnungen in Randnähe auftraten. Bis zum Erreichen der Zugfestigkeit nahmen die Dehnungen im Bereich der Messstellen 4 und 8 überproportional zu, hier konnte vom Beginn der Rissbildung ausgegangen werden. Die Bruchspannung wird mit einer Größe von 1,88 N/mm² angegeben, die mittlere Bruchdehnung über alle Messstellen betrug 0,078 ‰. Mit der Überschreitung der Zugfestigkeit wurde ein stetiges Anwachsen der Dehnungen aufgezeichnet. Dies wurde auf die gegenseitige Rissuferverschiebung zurückgeführt.

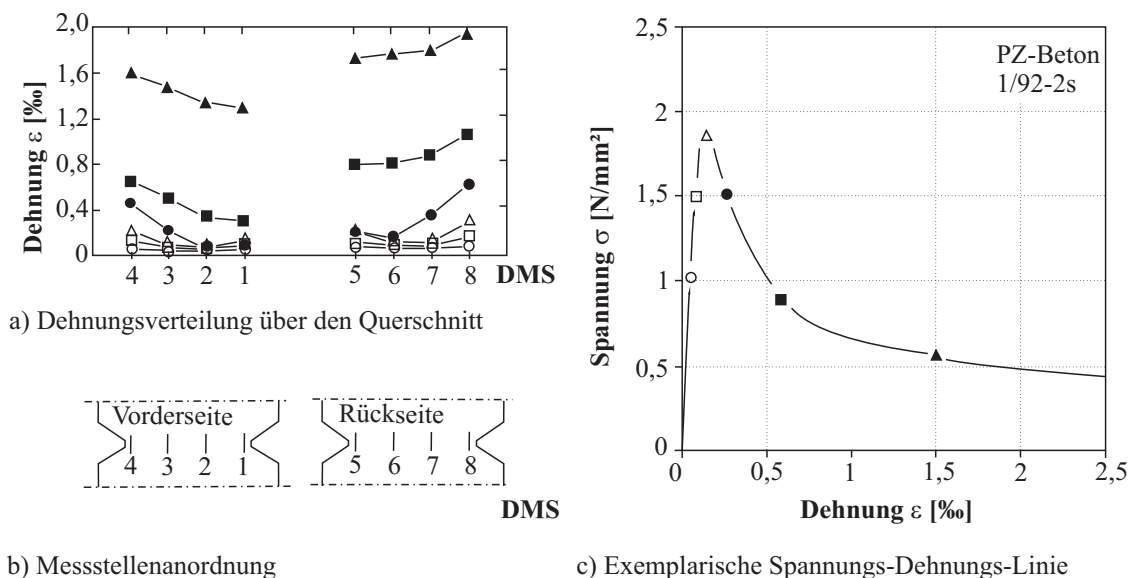


Bild 2.16: Ergebnisse der Zugversuche aus GUTSCH [43]

Bild 2.17 zeigt die von GUTSCH erzielten Zugbruchdehnungen ε_{ult} bei gekerbten Zugkörpern und bei horizontal geprüften eingeschnürten Zugkörpern. Es wurde festgestellt, dass die erreichten Zugbruchdehnungen der gekerbten Zugkörper über denen der eingeschnürten Zugkörper lagen. Zum Vergleich enthält das Bild den Verlauf der nach dem elastischen Ansatz bestimmten Bruchdehnung $\varepsilon_{ult,el}$ sowie die Regression der ermittelten Bruchdehnung ε_{ult} . Diese bildet die ermittelten Bruchdehnungen ungekerbter Probekörper sehr

gut ab, die Abbildung der Ergebnisse an gekerbten Prüfkörpern erfolgt dagegen mit diesem Kriterium nur unzureichend.

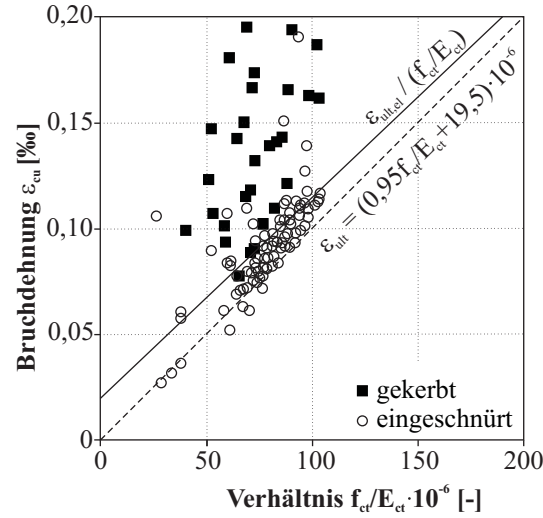


Bild 2.17: Zugbruchdehnungen gekerbter und eingeschnürter Versuchskörper aus GUTSCH [43]

Auf dem Ansatz von LAUBE aufbauend entwickelte GUTSCH [43] ein stetiges mathematisches Modell, welches den linearelastischen Bereich und den Bereich der Mikrorissbildung als Polynom abbildet. Die Randbedingungen wurden von GUTSCH folgendermaßen festgelegt:

Elastischer Bereich Lineare Elastizität vorausgesetzt, tritt die Mikrorissbildung erst ab 50 % der Zugfestigkeit auf. Der Elastizitätsmodul wird als Sekantenmodul im Bereich zwischen $\sigma_{ct} = 0,05 \cdot f_{ct}$ und $0,5 \cdot f_{ct}$ ermittelt. Für diesen Bereich gilt die in Gl. (2.6) angegebene Beziehung.

$$\sigma(\varepsilon) = E_{ct} \cdot \varepsilon_e \quad (2.6)$$

Inelastischer Bereich Ab einer Zugspannung von $\sigma_{ct} \geq 0,5 \cdot f_{ct}$ ist mit einer einsetzenden Mikrorissbildung zu rechnen. Diese inelastische Rissdehnung ε_i führt lokal zu überproportionalen Dehnungen.

Die Gesamtverformung ε_{ult} lässt sich mit Hilfe der in Gl. (2.7) unter Verwendung der elastischen Dehnung ε_e und der inelastischen Rissdehnung ε_i angegebenen Form darstellen.

$$\varepsilon_{ult} = \varepsilon_e + \varepsilon_i \quad (2.7)$$

GUTSCH übt Kritik an dem von LAUBE vorgestellten Modell, da dort im Punkt der beginnenden Mikrorissbildung bei $\sigma_{ct} = 0,5 \cdot f_{ct}$ die Bedingung

$$E_{ct} = \frac{0,5 \cdot f_{ct}}{\varepsilon_{0,5}} \quad (2.8)$$

mit

$$\varepsilon_{0,5} = 0,5 \cdot \frac{f_{ct}}{E_{ct}} \quad (2.9)$$

nicht erfüllt ist. Es wird daher das in Gl. (2.10) gezeigte Modell vorgestellt

$$\sigma_{ct} = 0,5 \cdot f_{ct} \left[2 - \left(1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{0,5}}{\varepsilon_{ult} - \varepsilon_{0,5}} \right)^B \right], \quad (2.10)$$

wobei der Exponent B mit Gl. (2.11) bestimmt wird.

$$B = \frac{\varepsilon_{ult} - \varepsilon_{0,5}}{\varepsilon_{0,5}} \quad (2.11)$$

Bild 2.11 d) zeigt eine Auswertung des Modells von GUTSCH für normalfeste Betone gemäß DIN EN 1992-1-1 [15]. Im Vergleich mit dem Modell von GOPALARATNAM [39] zeigen die von LAUBE [65] und GUTSCH [43] entwickelten Modelle steilere Anstiege der Spannungs-Dehnungs-Linien.

HARIRI (2000)

HARIRI [46] untersuchte die bruchmechanischen Eigenschaften des Betons in Abhängigkeit des Betonalters, der Belastungsgeschwindigkeit, des Größtkorndurchmessers und der Betonfestigkeit mit Hilfe von gekerbten Zugkörpern bzw. anhand von Drei-Punkt-Biegeversuchen. Die Darstellung des gekerbten Versuchskörpers ist in Bild 2.18 a) zu sehen.

Bild 2.18 b) zeigt exemplarisch die Verteilung des Elastizitätsmoduls E_{ct} entlang der Rissebene eines gekerbten Versuchskörpers in Abhängigkeit des Alters des Versuchskörpers. HARIRI stellte fest, dass der Rissursprung in der Wurzel der Kerbe liegt. Der Riss wächst von der Risspitze der Kerbe in die Mitte des Versuchskörpers. Damit einhergehend konnten bei gleicher Laststufe größere Dehnungen an den Rändern des Versuchskörpers festgestellt werden als in dessen Mitte. Dies bestätigt die Ergebnisse von LAUBE und GUTSCH.

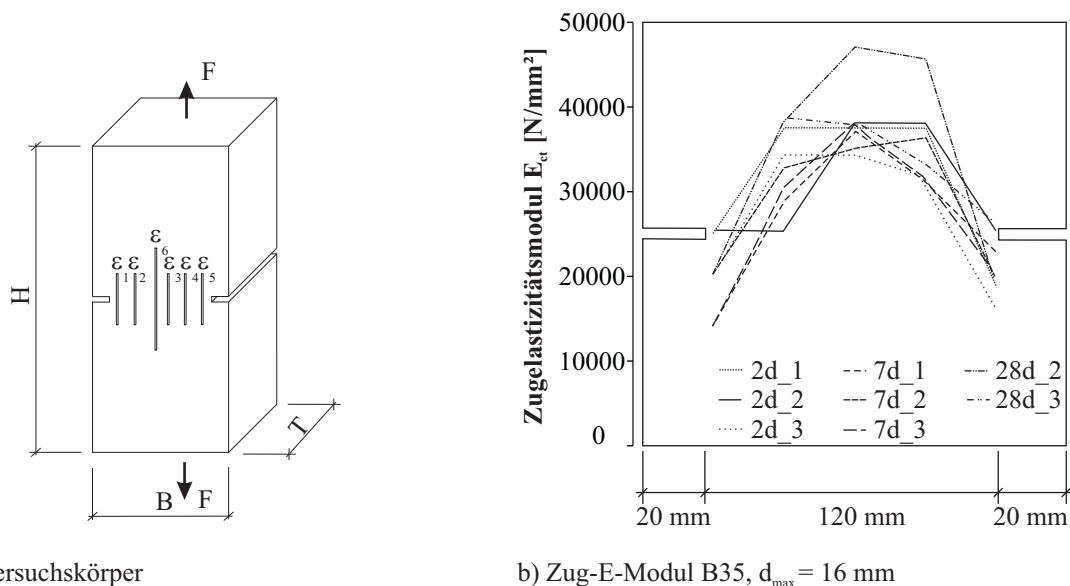


Bild 2.18: Versuchskörper und Zug-E-Modul Verteilung in der Kerbzone nach HARIRI [46]

HARIRI stellte eine Abhängigkeit der Größe der Rissprozesszone vom Hydratationsgrad fest. Mit zunehmendem Hydratationsgrad des jungen Betons stieg anfänglich die Größe der Rissprozesszone. Infolge der höheren Hydratationsgrade verhält sich der alte Beton zunehmend spröder, parallel dazu wurde eine Verringerung der Breite der Rissprozesszone festgestellt. Neben dem Hydratationsgrad wurden weiterhin die Betondruckfestigkeit und die Probengröße als wesentliche Einflussfaktoren auf die Größe der Rissprozesszone herausgearbeitet.

Bild 2.19 zeigt die Ausbildung der Rissprozesszone bei vier Versuchsserien. Variiert wurde der Größtkorndurchmesser d_{max} und die Betonfestigkeit. Auf der Abszisse ist die Rissöffnungsverschiebung CMOD dargestellt, die Ordinate bezeichnet die Ausdehnung der Rissprozesszone l_{pr} . In der Darstellung ist zu erkennen, dass die größte Ausdehnung der Rissprozesszone bei einem hochfesten Beton B75 gegenüber einem Beton

B35 zu verzeichnen ist. Weiterhin stellte HARIRI fest, dass mit zunehmender Rissöffnung und mit einhergehender größerer Risslänge die Breite der Rissprozesszone abnimmt und begründet dies mit der sinkenden Energiedissipation bei zunehmender Rissweite bzw. Risslänge. HARIRI schließt weiterhin aus den Versuchsergebnissen, dass eine Aussage zur Größe der Rissprozesszone in Abhängigkeit des Zuschlages möglich ist. Seine Ergebnisse widersprechen der allgemeinen Annahme, dass die Größe der Rissprozesszone dem zwei- bis dreifachen Größtkorndurchmesser entspricht. HARIRI stellte eine Größe der Rissprozesszone bis zum fünffachen Wert des Größtkorndurchmessers fest. Die Grenze für die maximale Ausdehnung der Rissprozesszone kann bei einer Rissöffnungsverschiebung CMOD von 0,05 mm gezogen werden. Anhand der dargestellten Verläufe konnte von einer Rissbildung mit einhergehender Verringerung der Rissprozesszone ausgegangen werden.

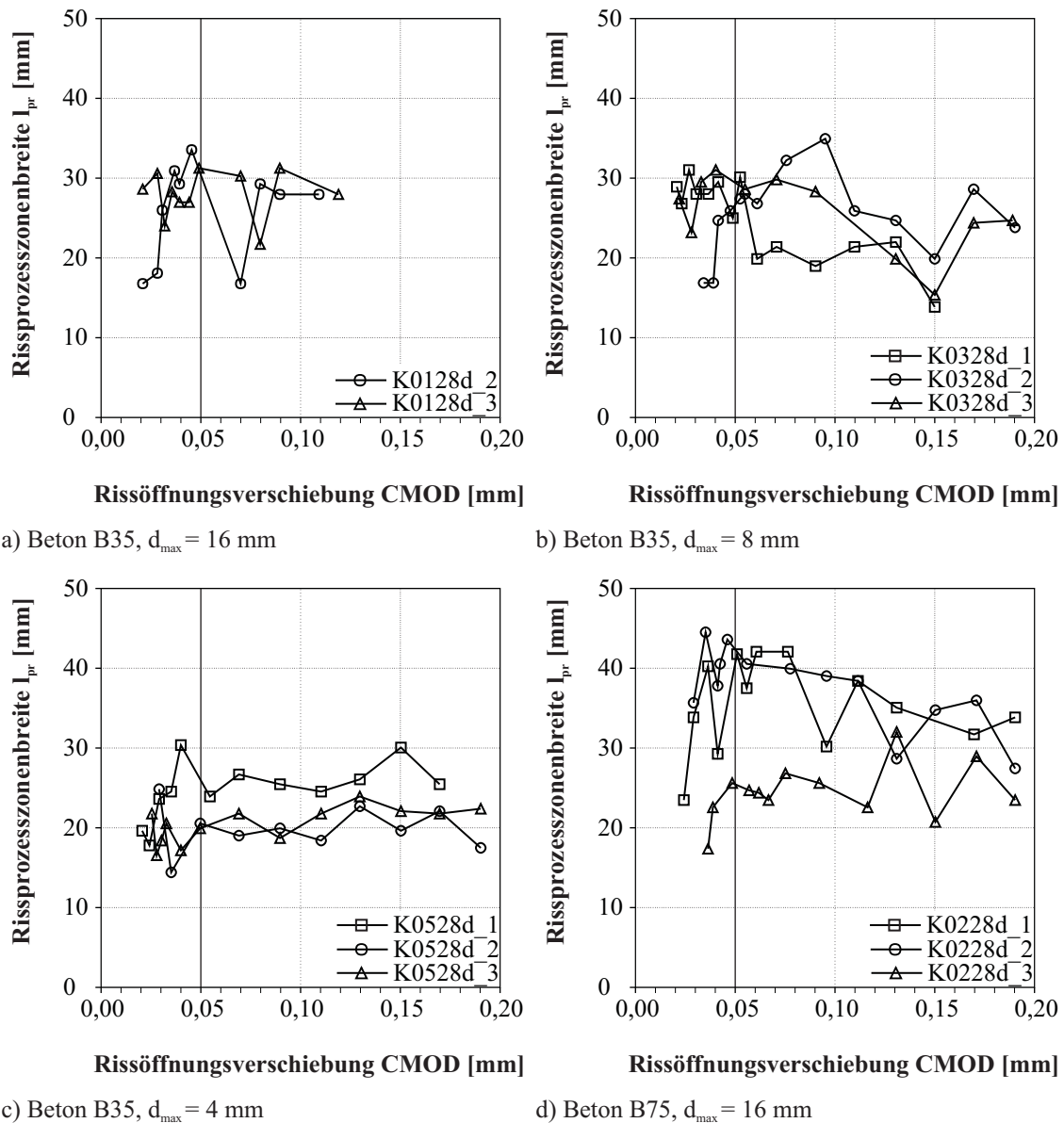


Bild 2.19: Rissprozesszonbreite an gekerbten Probekörpern aus HARIRI [46]

In Bild 2.20 a) ist die Abhängigkeit der Rissprozesszonengröße vom eingesetzten Größtkorn dargestellt. Der Auswertung der Größe der Rissprozesszone aus den Ergebnissen von HARIRI kann entnommen werden, dass die Rissprozesszonbreite l_{pr} geringeren Schwankungen als das Verhältnis der Rissprozesszonbreite l_{pr} zum Größtkorndurchmesser d unterliegt. Bild 2.20 a) zeigt eine Auswertung der Breite der Rissprozesszone in Abhängigkeit von der Zuschlaggröße eines Betons B35 bei einer Rissöffnungsweite

CMOD von 0,05 mm. (Die Angabe der Betongüte erfolgt nach alter Normung, da HARIRI keine genaueren Angaben zur Betongüte angibt.) Den Ergebnissen von HARIRI zufolge tritt bei einer Rissöffnungsweite CMOD von 0,05 mm die größte Betonspannung bzw. die größte Rissprozesszonbreite auf. Bei einem Größtkorn von 4 mm kann aus den drei Versuchen eine mittlere Rissprozesszonbreite von 23,6 mm, bei einem Größtkorn von 8 mm von 27,4 mm und bei einem Größtkorn von 16 mm eine Rissprozesszonbreite von 32,4 mm festgestellt werden. Im Vergleich der beiden von HARIRI geprüften Betongüten B35 und B75 kann bei einer Rissöffnungsweite CMOD von 0,05 mm kein signifikanter Einfluss der Betongüte festgestellt werden. Die Breite der Rissprozesszone des Betons B75 lag bei einem Größtkorn von 16 mm mit 32,9 mm nur unwesentlich über dem Mittelwert des Betons B35 mit $l_{pr} = 32,4$ mm.

Bei der Betrachtung der auf das Größtkorn bezogenen Rissprozesszonbreite kann in Bild 2.20 b) ein stetiger Abfall der bezogenen Rissprozesszonbreite mit steigendem Größtkorndurchmesser entnommen werden. Die auf das Größtkorn d bezogene Rissprozesszonbreite l_{pr} nimmt bei einem Größtkorn von 4 mm Durchmesser den fünffachen Wert an, im Vergleich dazu weist die bezogene Rissprozesszonbreite bei einem Größtkorn von 16 mm nur noch den zweifachen Wert des Größtkorndurchmessers auf. Im Ergebnis dessen ist festzustellen, dass eine pauschale Aussage über die Größe der Rissprozesszone nicht sinnvoll erscheint.

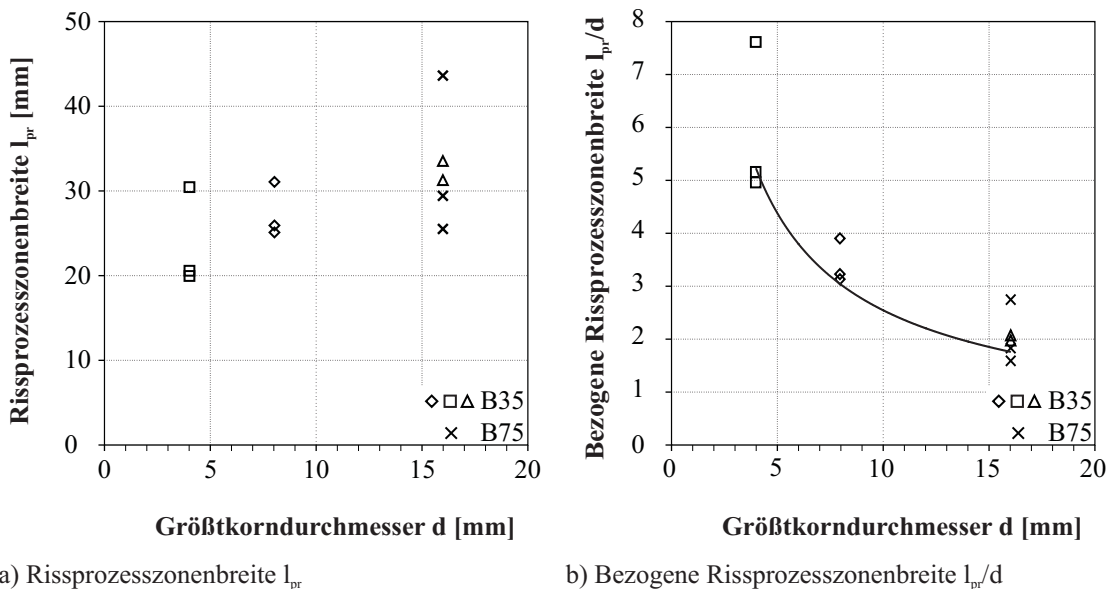


Bild 2.20: Rissprozesszone bei einer Rissöffnungsweite von 0,05 mm nach HARIRI [46]

Aufbauend auf den Versuchen von LAUBE [65] und GUTSCH [43] stellt HARIRI [46] unter Verwendung des Ansatzes von GUTSCH (Gl. (2.10)) ein Modell zur Beschreibung des ansteigenden Astes der Spannungs-Dehnungs-Linie unter Berücksichtigung der allmählichen Mikrorissbildung auf. Wird in Gl. (2.10) noch von einem Einsetzen der Mikrorissbildung zu einem bestimmten Zeitpunkt $\sigma_c/f_{ct} = 0,5$ ausgegangen, implementiert HARIRI die Abhängigkeit der Mikrorissbildung in Gl. (2.13) über den Faktor $k_{\mu r}$. Der Faktor $k_{\mu r}$ (Gl. (2.15)) drückt hierbei das Verhältnis der Betonspannung zum Zeitpunkt der Mikrorissbildung $\sigma_{\mu r}$ zur Zugfestigkeit des Betons f_{ct} aus. Unter Verwendung der Betonspannung $\sigma_{\mu r}$ gilt für den elastischen Bereich

$$\varepsilon = \frac{\sigma_{\mu r}}{E_c} \quad (2.12)$$

und für den Bereich der Mikrorissbildung

$$\sigma_{\mu r}(\varepsilon) = f_{ct} - (1 - k_{\mu r}) \cdot f_{ct} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{\mu r}}{\varepsilon_{ult} - \varepsilon_{\mu r}} \right)^{B_{\mu r}} \quad (2.13)$$

mit

$$B_{\mu r} = \frac{k_{\mu r}}{\varepsilon_{\mu r}} \cdot \frac{\varepsilon_{ult} - \varepsilon_{\mu r}}{1 - k_{\mu r}} \quad (2.14)$$

$$k_{\mu r} = \frac{\sigma_{\mu r}}{f_{ct}} \quad (2.15)$$

Die Bestimmung der Bruchdehnung ε_{ult} erfolgt unter Verwendung verschiedener Koeffizienten zur Beschreibung des Erhärtungseinflusses auf die Zugbruchdehnung. Im Folgenden gibt HARIRI eine vom Hydratationsgrad abhängige Formulierung Faktor $k_{\mu r}$ an, auf die an dieser Stelle nicht weiter eingegangen wird. Verwendete GUTSCH [43] für sein Modell den Faktor $k_{\mu r}$ mit 0,5, so kann über das von HARIRI entwickelte Modell das Alter und die damit fortschreitende Erhärtung des jungen Betons berücksichtigt werden.

2.1.2 Dehnung bei Nichtlinearität

Aus dem Vorangegangenen ist zu erkennen, dass zur Beschreibung von Spannungs-Dehnungs-Linien Kenntnisse über die Dehnung ε_{lin} bei Nichtlinearität D erforderlich sind. Die bisher vorgestellten Arbeiten beschäftigten sich ausnahmslos mit einaxialen Versuchen. Der Einfluss einer zwei axialen Zugbeanspruchung wurde nicht berücksichtigt. Welchen Einfluss eine zweite Zugrichtung auf das Verformungsverhalten, im Speziellen auf den Übergang vom linearen in den nichtlinearen Bereich der Spannungs-Dehnungs-Linie, hat, soll kurz dargestellt werden. Grundlage waren die Recherche zum Festigkeitsverhalten von Beton unter zwei axialer Zugbelastung.

Für die Bestimmung der Grenzdehnung ε_{lin} existieren die im Folgenden dargestellten Modelle. Im Allgemeinen wird die Grenzdehnung unter Berücksichtigung der mittleren Normalspannung σ_m und der maximalen Dehnung ε_{ult} approximiert. Die mittlere Normalspannung σ_m wird dabei aus den drei Hauptspannungen zum Zeitpunkt der Nichtlinearität D nach der in Gleichung (2.16) angegebenen Beziehung bestimmt.

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (2.16)$$

ROSENTHAL & GLÜCKLICH [97] führten an Hohlzylindern Zugversuche durch. Für einen Beton mit einer Druckfestigkeit von $42,6 \text{ N/mm}^2$ wird das Proportionalitätskriterium $\varepsilon_{lin,Biax}$ nach Gl. (2.17)

$$\varepsilon_{lin,Biax} = (120 - 0,118 \cdot \sigma_m) \cdot 10^{-3} \quad (2.17)$$

und für einen Beton mit einer mittleren Würfeldruckfestigkeit von $23,0 \text{ N/mm}^2$ nach Gl. (2.18) angegeben.

$$\varepsilon_{lin,Biax} = (105 - 0,118 \cdot \sigma_m) \cdot 10^{-3} \quad (2.18)$$

TASUJI [112], [113] schloss nach seinen Versuchen an unbewehrten Scheiben für den Übergang vom linear-elastischen in den nichtlinearen Bereich der Spannungs-Dehnungs-Linie auf die in Gl. (2.19) dargestellte Beziehung. Gegenstand seiner Untersuchungen war ein Beton mit einer mittleren Betondruckfestigkeit von $33,3 \text{ N/mm}^2$.

$$\varepsilon_{lin,Biax} = (110 - 0,167 \cdot \sigma_m) \cdot 10^{-3} \quad (2.19)$$

CARINO [24] leitete ein weiteres Modell aus Versuchen an unbewehrten Betonscheiben ab. Für einen Beton mit einer mittleren Druckfestigkeit von $26,0 \text{ N/mm}^2$ gab CARINO das in Gl. (2.20) dargestellte Kriterium an.

$$\varepsilon_{lin,Biax} = (73 - 0,18 \cdot \sigma_m) \cdot 10^{-3} \quad (2.20)$$

VILE [123] führte Versuche zum Verhalten von Beton unter mehraxialer Belastung an eingeschnürten Versuchskörpern durch. Der maßgebende Querschnitt weist für die zweiaxialen Druck-Zug-Versuche die Maße von $15,2 \times 15,2 \times 10,2 \text{ cm}^3$ auf. Als Kriterium für die Zugversuche wurde die in Gl. (2.21) dargestellte Form angegeben.

$$\varepsilon_{lin,Biax} = (73 - 0,18 \cdot \sigma_m) \cdot 10^{-3} \quad (2.21)$$

2.1.3 Bruchdehnungen

Neben der Kenntnis der Grenzdehnung beim Übergang vom linearen in den nichtlinearen Bereich ist ebenfalls die Bestimmung der maximalen Dehnung bei Versagen unter Zugeinwirkung erforderlich. Diese Bruchdehnung wird im Allgemeinen anhand von fünf Versuchsarten bestimmt, wie bereits im Bild 2.4 dargestellt.

Anhand der verschiedenen Versuchskörper wurde bereits gezeigt, dass die Größe der Bruchdehnung stark von der gewählten Versuchscharakteristik abhängig ist. Die Lokalisierung des Risses durch Einkerbungen führt nachweislich zu größeren Bruchdehnungen. Dies ist auf das Verhältnis der Größe der sich einstellenden Rissprozesszone und dem Messbereich des Messmittels zurückzuführen. Kleine Messlängen führen zur Aufzeichnung von lokalen Dehnungen, deren Größe weit über den mittleren Dehnungen des Versuchskörpers liegen kann. Weiterhin wird das Dehnungsverhalten stark vom Größtkorn, der Art des Zuschlages, vom Wasser-Zement-Wert, vom Probenalter, von der Lagerungsart nach der Herstellung etc. beeinflusst. Kritisch ist daher eine konstante Festlegung der maximalen Dehnung ε_{ult} zu betrachten, über alle Festigkeitsklassen mit einer Größe von $\varepsilon_{ult} = 0,15 \text{ ‰}$ wie sie z. B. im Model Code 90 angenommen wird.

Bereits KAPLAN [57] stellte den Einfluss des Volumenanteils der Zuschlagstoffe auf die Bruchdehnung dar. Mit zunehmendem Anteil der Zuschläge sinkt bei gleichem Wasser-Zement-Wert die Bruchdehnung des Betons. Ebenso wurde festgestellt, dass mit steigendem Wasser-Zement-Wert eine Abnahme der Bruchdehnung einhergeht. Weiterhin kann KAPLAN entnommen werden, dass mit gebrochenen Zuschlägen größere Bruchdehnungen gegenüber ungebrochenen Zuschlägen erreicht wurden.

PHILLIPS & BINSHEG [87] führten insgesamt 40 Versuche an 20 gekerbten und 20 eingeschnürten Versuchskörpern durch. Ein signifikanter Unterschied in den Ergebnissen der beiden Versuchsarten konnte nicht festgestellt werden. Alle gekerbten Versuche wiesen ein Versagen in der Kerbzone, die ungekerbten Versuchskörper im eingeschnürten Bereich auf. Bild 2.21 zeigt die Mittelwerte der einzelnen Versuchsreihen von PHILLIPS & BINSHEG. Es können geringfügig höhere Bruchdehnungen der gekerbten Zugkörper festgestellt werden. Ergänzend hierzu muss erwähnt werden, dass die Dehnungen über den Kerben mit IWA mit einer Messbasis von 100 mm Länge gemessen wurden. Bei den ungekerbten Zugkörpern IWA mit einer Messbasis von 150 mm Länge eingesetzt wurden. Aufgrund der unterschiedlichen Messbasen ist ein Vergleich der Ergebnisse nur schwer möglich.

Die Ergebnisse von LAUBE [65], GUTSCH [43] und HARIRI [46] lassen jedoch auf wesentlich größere Dehnungen bei gekerbten Zugkörpern schließen. Eine umfangreiche Übersicht zur Bestimmung der Bruchdehnung gibt TASDEMIR [111]. Bild 2.22 zeigt die Gegenüberstellung von gemessenen Bruchdehnungen in Abhängigkeit des Verhältnisses der Zugfestigkeit f_{ct} zum Elastizitätsmodul E für ungekerbte bzw. gekerbte Versuchskörper. Es kann festgestellt werden, dass bei gekerbten Zugkörpern durchaus größere Dehnungen als bei ungekerbten Prüfkörpern auftreten.

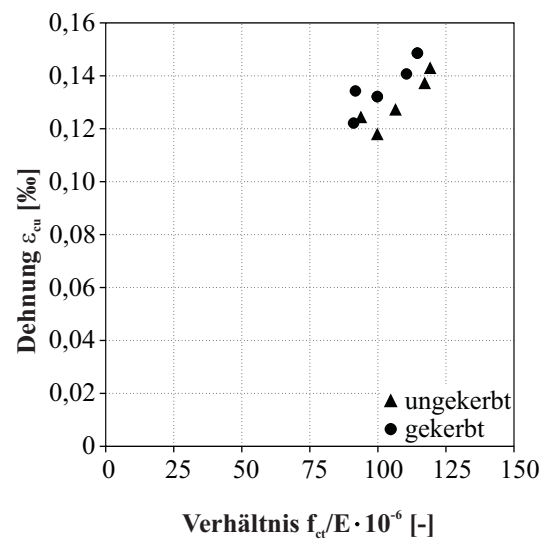


Bild 2.21: Messergebnisse aus PHILLIPS & BINSHENG [87]

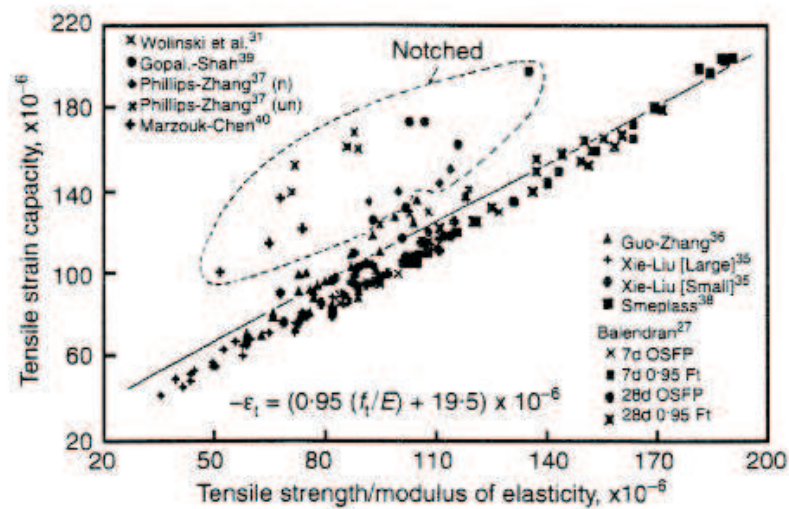


Bild 2.22: Versuchswerte aus TASDEMIR [110]

Auf der Grundlage umfangreicher Rechercharbeiten werden von TASDEMIR die folgenden Kriterien zur Bestimmung der Bruchdehnung ε_{ult} angegeben. Der Vollständigkeit halber werden hier alle Kriterien wiedergegeben. Aus den zentrischen Zugversuchen zur Bestimmung der Bruchdehnung ε_{ult} wird für einen Druckfestigkeitsbereich von $f_{cm} = 10$ bis 105 N/mm^2 das Bruchkriterium nach Gl. (2.22) abgeleitet.

$$\varepsilon_{ult} = (-0,009 \cdot f_{cm}^2 + 2,633 \cdot f_{cm} + 45,7) \cdot 10^{-6} \quad (2.22)$$

Gl. (2.23) gibt das Bruchkriterium für die Bruchdehnung $\varepsilon_{c,ult,f}$ bei Biegebeanspruchung in einem Druckfestigkeitsbereich $f_{cm} = 5$ bis 85 N/mm^2

$$\varepsilon_{ult,B} = (-0,007 \cdot f_{cm}^2 + 1,825 \cdot f_{cm} + 67,7) \cdot 10^{-6} \quad (2.23)$$

an. Für die Bruchdehnung $\varepsilon_{c,ult,t}$ infolge Torsionsbeanspruchung gilt Gl. (2.24) in einem Druckfestigkeitsbereich von $f_c = 37$ bis 110 N/mm^2 .

$$\varepsilon_{ult,T} = (-0,005 \cdot f_{cm}^2 + 1,05 \cdot f_{cm} + 245,6) \cdot 10^{-6} \quad (2.24)$$

TASDEMIR [110] unterscheidet hinsichtlich der Druckfestigkeit f_c nicht zwischen Zylinder- bzw. Würfel-druckfestigkeit.

Weiterhin gibt TASDEMIR [110] in Abhängigkeit der Prüfkörperform ein von der Betongüte abhängiges Bruchdehnungskriterium an. Für einen ungekerbten Versuchskörper gilt demnach:

$$\varepsilon_{c,ult} = 0,95 \cdot \frac{f_{ct}}{E_{ct}} + 19,5 \cdot 10^{-6} \quad (2.25)$$

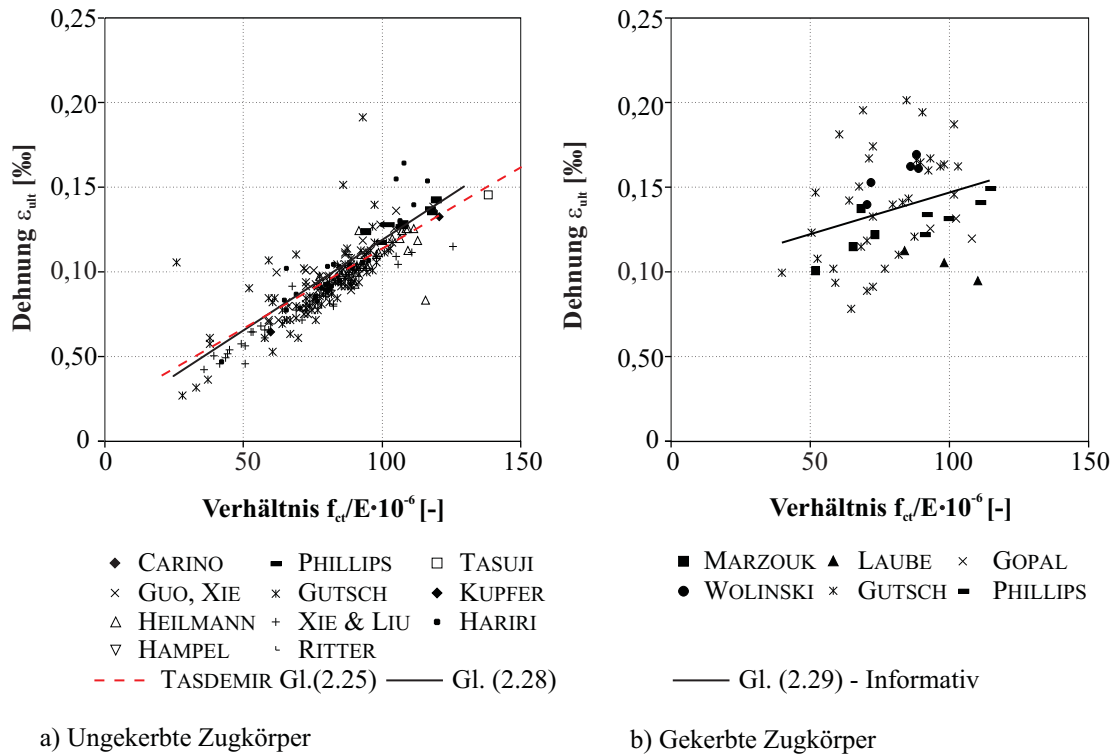
Zur Bestimmung der Bruchdehnung unabhängig von der Art der Versuchskörper, gekerbt oder ungekerbt, gilt nach TASDEMIR die in Gl. (2.26) angegebene Beziehung.

$$\varepsilon_{c,ult,u} = 1,01 \cdot \frac{f_{ct}}{E_{ct}} + 8,4 \cdot 10^{-6} \quad (2.26)$$

Aus den in Bild 2.22 dargestellten Bruchdehnungen lässt sich ein Kriterium für die Bruchdehnung $\varepsilon_{c,ult,n}$ gekerbter Versuchskörper ableiten. Die Bruchdehnung kann mit dem in Gl. (2.27) angegebenen Kriterium hinreichend genau bestimmt werden.

$$\varepsilon_{c,ult,n} = \left(0,7 \cdot \frac{f_{ct}}{E_{ct}} + 83 \right) \cdot 10^{-6} \quad (2.27)$$

In Ergänzung der Arbeit von TASDEMIR wurden weitere Daten mit dem Ziel zusammengetragen, den Wert der Bruchdehnung, wie er im MC90 manifestiert ist, zu untermauern. Dabei konnte festgestellt werden, dass die Bruchdehnungen ε_{ult} mit steigender Festigkeit des Betons zunehmen. Insgesamt wurden 250 Datensätze für Zugversuche an ungekerbten Zugkörpern und 55 Datensätze für gekerbte Zugkörper zusammengetragen. Wie die Darstellung der Ergebnisse im Bild 2.23 zeigt, konnte anhand der Daten das Kriterium von TASDEMIR für die Bruchdehnung von ungekerbten Versuchskörpern nahezu bestätigt werden. Bei der Betrachtung der Werte der Bruchdehnungen der gekerbten Probekörper wurde festgestellt, dass diese über den ermittelten Bruchdehnungen der ungekerbten Zugkörper liegen. Die Ursache hierfür ist in der Bestimmung der lokalen Dehnung im Bereich Rissprozesszone zu finden.

**Bild 2.23:** Bruchdehnungen

Für die Bestimmung der Bruchdehnung $\varepsilon_{ult,u}$ von ungekerbten Zugkörpern gilt nach Bild 2.23 a) demnach:

$$\varepsilon_{ult,u} = 1,0006 \cdot \frac{f_{ct}}{E} + 12,562 \cdot 10^{-6} \quad (2.28)$$

Aus den im Bild 2.23 b) dargestellten Dehnungen lässt sich für die Bestimmung der Bruchdehnung $\varepsilon_{ult,n}$ des gekerbten Zugkörpers die Beziehung nach Gl. (2.29) angeben.

$$\varepsilon_{ult,n} = 0,503 \cdot \frac{f_{ct}}{E} + 96,988 \cdot 10^{-6} \quad (2.29)$$

Die Angabe der Regression nach Gl. (2.29) kann aufgrund der großen Streuungen der Versuchsergebnisse nicht als allgemein gültig angesehen werden. Vielmehr stellt sie nur eine grobe Annäherung dar. Der mit Gl. (2.29) bestimmte Verlauf wird daher in Bild 2.23 nur zur Veranschaulichung abgebildet.

Im Bild 2.24 a) ist die Abhängigkeit der erreichten Bruchdehnungen aus den Datensätzen von der erreichten Zugfestigkeit f_{ct} dargestellt. Mit zunehmender Zugfestigkeit steigen die erreichten Bruchdehnungen ε_{ult} , womit auch die Feststellung von HEILMANN ET AL. [47] und SWADDIWUDHIPONG ET AL. [109] bestätigt wird. Diese lassen sich mit Hilfe der in Gl. (2.30) angegebenen Beziehung hinreichend genau beschreiben.

$$\varepsilon_{ult} = (19,236 \cdot f_{ct} + 54,262) \cdot 10^{-6} \quad (2.30)$$

Analog zur Darstellung der Bruchdehnung in Abhängigkeit der Zugfestigkeit wird in Bild 2.24 b) die Bruchdehnung in Abhängigkeit der Druckfestigkeit dargestellt und kann mit Gl. (2.31) bestimmt werden.

$$\varepsilon_{ult} = (0,7273 \cdot f_{ctm} + 77,549) \cdot 10^{-6} \quad (2.31)$$

Die Geraden nach Gl. (2.30) und (2.31) sind in die Diagramme implementiert. Die Bestimmung der Kriterien erfolgte aus der Regression der Daten.

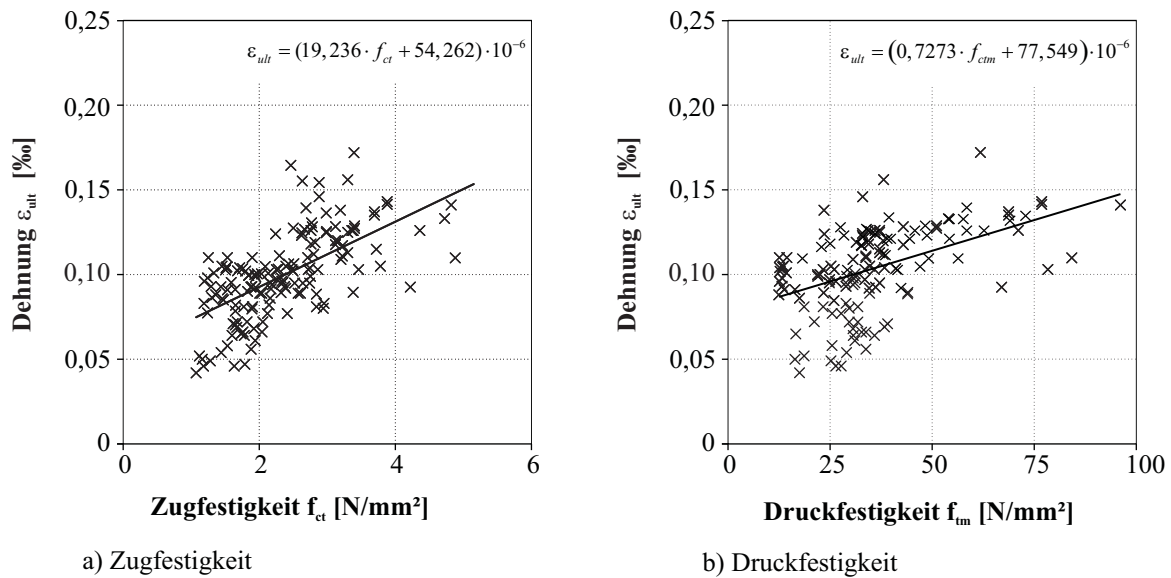


Bild 2.24: Bruchdehnungen ungekerbter Zugkörper

2.1.4 Zweiaxiale Zugfestigkeit

Umfangreichen Forschungsarbeiten zufolge nimmt die Druckfestigkeit des Betons unter mehraxialer Druckbelastung gegenüber der einaxialen Belastung zu. DIN EN 1992-1-1 [15] lässt bei der Berechnung höhere Festigkeiten bei mehraxialer Druckbelastung zu. Eine Aussage zur Zugfestigkeit bei einer mehraxialen Zugbelastung bleibt sie dabei schuldig. Um dies zu validieren werden die bisher durchgeführten Versuche im Folgenden zusammengetragen und bewertet.

In der Vergangenheit wurden bereits eine Vielzahl von Versuchen zur Bestimmung der mehraxialen Zugfestigkeit des Betons durchgeführt. So wurden unter anderem Hohlzylinder und Betonscheiben auf diese Materialeigenschaft getestet. Im Folgenden soll ein Überblick über die bereits durchgeführten Versuche und daraus gewonnenen Erkenntnisse gegeben werden.

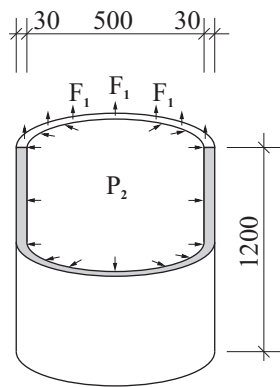
2.1.4.1 Versuche an Hohlzylindern

MAL'COV & PAK (1968)

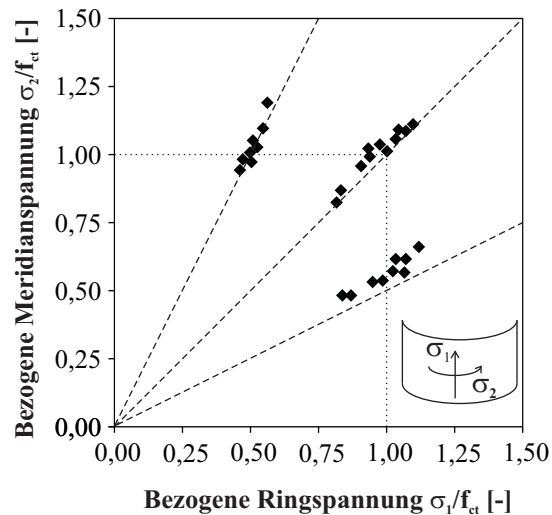
An 149 Hohlzylindern aus Feinbeton führten MAL'COV & PAK [77] zweiaxiale Zugversuche durch. Die Zylinder wiesen eine Länge von 120 cm, einen Innendurchmesser von 50 cm und eine Wandstärke von 30 mm auf. (Bild 2.25). Über die Stirnflächen erfolgte mittels verankerter Metallstäbe die Einleitung der Zugkräfte F_1 . Über einen innen liegenden Gummiballon wurde ein in Umfangsrichtung wirkender Innendruck P_2 erzeugt. Die geprüften Spannungsverhältnisse $\sigma_2 : \sigma_1$ in Ring- und Meridianrichtung betrugen 0,5, 1 bzw. 2.

MAL'COV & PAK stellten Festigkeitsunterschiede unter zweiaxialer Zugbeanspruchung fest, die Darstellung der Ergebnisse erfolgte in auf die einaxiale Zugfestigkeit normierter Form. Eine Auflistung expliziter Ergebnisse existiert nicht. Die weiterführende Auswertung als Sekundärdaten erfolgte nur mit den vorhandenen dimensionslosen Werten. Bild 2.25 b) gibt eine Zusammenstellung der erzielten Ergebnisse der normierten Spannungen σ_1 und σ_2 in Längs- bzw. Ringrichtung wieder.

Die Mikrorissbildung und ihr zeitlicher Eintritt wurde unter Verwendung der Ultraschallimpulsmethode untersucht. Hierbei ist festgestellt worden, dass bei ein- und zweiaxialer Zugbelastung der Zeitpunkt der



a) Versuchskörper



b) Einzelergebnisse

Bild 2.25: Versuchskörper und Ergebnisse von MAL'COV & PAK [77]

gehäuften Mikrorissbildung mit dem Zeitpunkt des Bruchversagens zusammenfiel. Eine Auswirkung einer zweiaxialen Zugbelastung auf die Zugfestigkeit des Betons ist demnach nicht festzustellen.

ROSENTHAL & GLÜCKLICH (1970)

ROSENTHAL & GLÜCKLICH [97] führten ebenfalls Versuche an Hohlzylindern in veränderten Abmaßen mit zwei unterschiedlichen Betonen durch, vgl. Bild 2.26 a). Die verwendeten Betone wiesen eine mittlere Würfeldruckfestigkeit von $23,0 \text{ N/mm}^2$ und $42,6 \text{ N/mm}^2$ auf. Insgesamt wurden von ROSENTHAL & GLÜCKLICH sieben Versuche, davon drei in der Versuchsserie 1 ($23,0 \text{ N/mm}^2$) in den Spannungsverhältnissen $\sigma_1 : \sigma_2 = 0:1$; $1:0,8$ und $1:0$ und vier in der Versuchsserie 2 ($42,6 \text{ N/mm}^2$) in den Spannungsverhältnissen $\sigma_1 : \sigma_2 = 0:1$; $0,9:1$; $1:0,7$ und $1:0$ geprüft.

Mit Hilfe einer füllbaren Gummimatrizie wurden der Innendruck und der Längszug über im Ring verankerte Manschetten aufgebracht. Eine allgemeingültige Aussage konnte auf Grund der geringen Anzahl von Versuchen nicht getroffen werden. Bild 2.26 b) zeigt die Ergebnisse der Versuche normiert auf die einaxiale Zugfestigkeit.

Bild 2.26 lässt eine Abhängigkeit der Festigkeit des Betons unter zweiaxialer Zugbelastung zur Betondruckfestigkeit erkennen. Das bedeutet, dass die Festigkeit des Betons der Versuchsserie 1 leicht unter den normierten Festigkeiten der Versuchsserie 2 bei einer zweiaxialen Zugbelastung liegt.

Bei beiden Betonsorten wurden geringere Festigkeiten unter zweiaxialer Zugbelastung als unter einaxialer Zugbelastung erreicht. Eine generelle Aussage konnte aufgrund der drei Einzelergebnisse nicht getroffen werden.

2.1.4.2 Versuche an prismatischen Probekörpern

KUPFER (1973)

An der Technischen Universität München führte KUPFER [62] ein umfangreiches Versuchsprogramm zur Bestimmung des Festigkeitsverhaltens von unbewehrtem Beton unter zweiaxialer Zugbelastung durch. Geprüft wurden Betonscheiben von $20 \times 20 \times 5 \text{ cm}^3$ Kantenlänge in drei verschiedenen Druckfestigkeiten unter

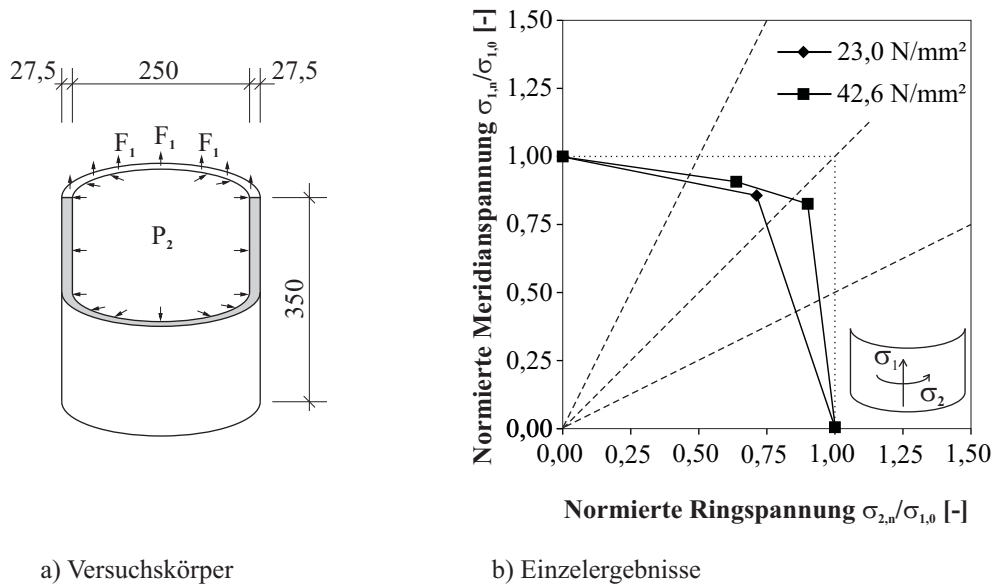


Bild 2.26: Versuchskörper und Ergebnisse von ROSENTHAL & GLÜCKLICH [97]

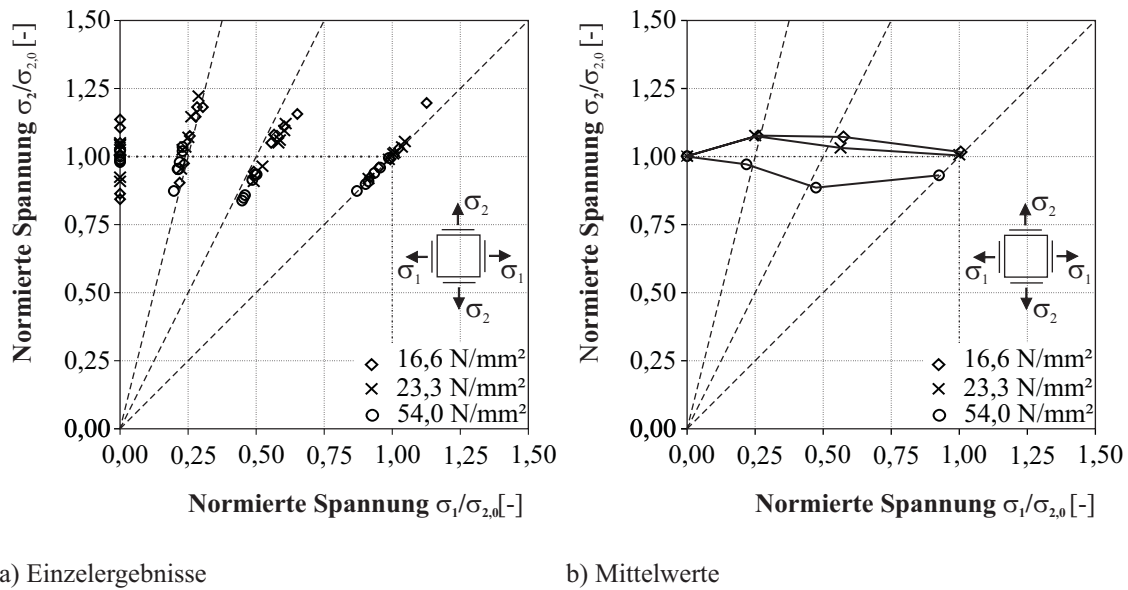
Druck-Druck-, Druck-Zug- und Zug-Zug-Belastung. Die mittleren Druckfestigkeiten betrugen $16,6 \text{ N/mm}^2$, $23,3 \text{ N/mm}^2$ und $54,0 \text{ N/mm}^2$. Für jeden Spannungsquadranten wurden vier Spannungsverhältnisse mit je sechs Probekörpern untersucht. Die Lasteinleitung erfolgte mittels Bürsten auf die nicht vorbehandelte Oberfläche der Probekörper. Entsprechend der einzuleitenden Belastung wurden die Bürsten bei Zug aufgeklebt bzw. bei Druckversuchen angepresst. Die Versuche wurden verformungsgesteuert gefahren. Die Aufnahme der Verformungen in den drei Hauptrichtungen erfolgte mittels induktiver Wegaufnehmer. In den beiden Hauptspannungsrichtungen σ_1 und σ_2 wiesen diese eine Messlänge von 14 cm auf.

KUPFER konnte mit Hilfe dieser Versuche erste Ergebnisse an Scheiben zum Verhalten des Betons unter zweiaxialer Zugbeanspruchung liefern. Durch eine Korrektur der Messergebnisse wurden bei der Auswertung der Ergebnisse das Betonalter und die Betonrohddichte berücksichtigt. Die Bruchdehnungen infolge zweiaxialer Zugbeanspruchung nahmen mit steigendem Spannungsverhältnis $\sigma_1 : \sigma_2$ geringfügig ab und wichen nur marginal von den nach der Elastizitätstheorie berechneten Werten ab. In Tabelle 2.1 sind die gemessenen Bruchdehnungen für die führende Spannung σ_1 angegeben.

Tabelle 2.1: Gemessene Bruchdehnungen zweiaxialer Zugversuche aus KUPFER [62]

Beton	Spannungsverhältnis $\sigma_1 : \sigma_2$			
f_{cm}	1 : 0	1 : 0,23	1 : 0,54	1 : 1
$[\text{N/mm}^2]$	$\varepsilon_{1,u} [\text{‰}]$	$\varepsilon_{1,u} [\text{‰}]$	$\varepsilon_{1,u} [\text{‰}]$	$\varepsilon_{1,u} [\text{‰}]$
16,6	0,065	0,069	0,063	0,054
23,3	0,089	0,094	0,084	0,073
54,0	0,135	0,123	0,105	0,101

Es konnte festgestellt werden, dass bei kleinen Spannungsverhältnissen der E-Modul und die Querdehnzahl unabhängig vom aufgetragenen Spannungsverhältnis waren. In Randnähe auftretende Trennbrüche wurden auf Randzoneneffekte, welche beim Betonieren in Schalungsnähe auftraten, zurückgeführt. Bei Probekörpern, welche aus einem nahezu ungestörten Gefüge heraus getrennt (gesägt) worden waren, traten diese Effekte nicht auf. Hier versagte der Probekörper meist in Scheibenmitte. Ein Vergleich von jeweils sechs Scheiben ergab, dass eine im Mittel um 3 % höhere Festigkeit bei den herausgeschnittenen Scheiben zu verzeichnen war. Nach KUPFER war dieser Unterschied rein zufälliger Natur.

**Bild 2.27:** Ergebnisse von KUPFER [62]

In Bild 2.27 a) sind die Einzelergebnisse und im Teil b) die daraus bestimmten Mittelwerte der drei Betonfestigkeitsklassen zu sehen. Die Darstellung der Ergebnisse erfolgt normiert auf die einaxiale Zugfestigkeit $\sigma_{2,0}$.

In der Diskussion der Ergebnisse wird vorgeschlagen, dass im Zug-Zug-Quadranten näherungsweise die einaxiale Zugfestigkeit angenommen werden kann. Den mathematischen Zusammenhang zwischen mittlerer zentrischer Zugfestigkeit und mittlerer Druckfestigkeit gibt KUPFER gemäß Gl. (2.32) an.

$$f_{ctm} = 0,34 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (2.32)$$

Die durchgeführten Signifikanztests ließen vermuten, dass die Unterschiede zwischen den Mittelwerten der zwei axialen und der einaxialen Zugfestigkeit zufälliger Natur sind.

Anhand der Darstellung im Bild 2.27 b) kann vermutet werden, dass die Festigkeit des Betons unter zwei axialer Zugbelastung von der Betonfestigkeitsklasse abhängig ist. Im Fall der Versuche von KUPFER nahm die bezogene Festigkeit des Betons unter zwei axialer Zugfestigkeit mit zunehmender Druckfestigkeit ab. Werden die Mittelwerte der drei Betonfestigkeitsklassen betrachtet, so ist eine Unterschreitung der einaxialen Festigkeit bei einer zwei axialen Zugbelastung für den Beton mit der höchsten Druckfestigkeit von 54,0 N/mm² festzustellen.

SCHOLZ ET AL. (1973-1978)

In Ergänzung zu den Versuchen von KUPFER [62] wurden an der Technischen Universität München [101] eine große Anzahl von Versuchen zur mehraxialen Festigkeit von Beton durchgeführt. Hierfür wurden Würfel mit einer Kantenlänge von 10 cm verwendet. Zwei Betonfestigkeitsklassen wurden angestrebt, ein normalfester und ein hochfester Beton, das Prüfalter der Versuchskörper lag zwischen 92 und 206 Tagen. In einem einteiligen Spannbetonrahmen wurden die Versuche durchgeführt. Die Lasteinleitung erfolgte mit jeweils einer Presse je Achse. Für die Zugversuche wurden auf Oberflächen der Probekörper Belastungsbürsten geklebt, diese verringerten die Querdehnungsbehinderung. Die Laststeigerung erfolgte verformungsgesteuert, allerdings konnten die Pressen nicht getrennt voneinander angesteuert werden. Die erforderlichen Spannungsverhältnisse wurden mit Druckwandlern erreicht. Angestrebt wurden die Spannungsverhältnisse

$\sigma_2 : \sigma_1 = 0; 0,5; 1$, allerdings wurden diese nicht bzw. nur annähernd erreicht, so dass eine Zuordnung der Ergebnisse in Gruppen gleicher Spannungsverhältnisse kaum möglich ist.

Die Darstellung der Ergebnisse der mehraxialen Zugversuche erfolgt in Bild 2.28. Die Ergebnisse werden mit Bezug auf die zum Prüfzeitpunkt ermittelte einaxiale Zugfestigkeit dargestellt. Aufgrund der großen Altersunterschiede und der unklaren Trennung nach Betonfestigkeiten kann nur eine Unterscheidung in Druckfestigkeiten der Serie bis ca. 44,3 N/mm² bzw. größer 48,0 N/mm² erfolgen.

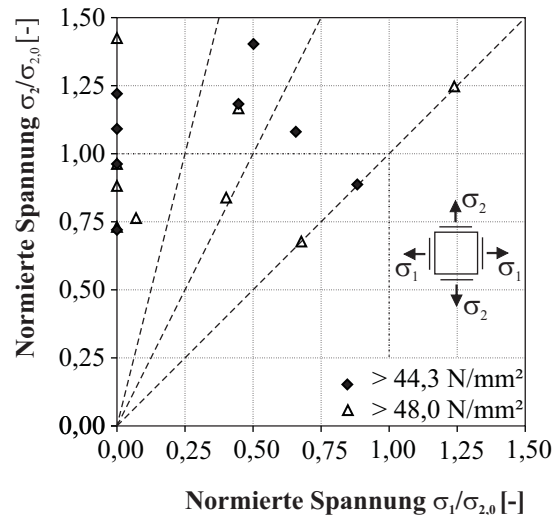


Bild 2.28: Ergebnisse von SCHOLZ ET AL. [101]

Insgesamt wurden neun Würfel einer einaxialen und neun Würfel einer zweiaxialen Zugbeanspruchung unterzogen. Allgemein wurde bei den Zugversuchen eine starke Streuung festgestellt. Anhand der Streuungen und der stark divergierenden Prüffalter der Versuchskörper scheinen die Ergebnisse für allgemeine Aussagen zum Festigkeitsverhalten unter mehraxialer Zugbelastung ungeeignet.

NELISSEN (1972)

An der TU Delft führte NELISSEN [82] Versuche an Betonscheiben mit den Maßen von $17,7 \times 17,7 \times 12,6 \text{ cm}^3$ unter zweiaxialer Belastung durch. Die Versuchskörper wurden aus einem Würfel herausgesägt und anschließend die Sägeflächen geglättet. Neben Versuchen im Druck-Druck- und Druck-Zug-Quadrant lag das Hauptaugenmerk auf zweiaxialen Zugversuchen im Zug-Zug-Bereich. Untersucht wurden zwei verschiedene Betonsorten, jeweils ein Beton Kp 250 mit einer Druckfestigkeit von 24,5 N/mm² und ein Kp 350 mit einer Druckfestigkeit von 31,2 N/mm². Als Lasteinleitungsmittel dienten auf die Oberflächen aufgeklebte Bürsten, als Belastungsgeschwindigkeit wurde 0,01 %/min bzw. 0,2 %/min gewählt ($1,7 \cdot 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ bzw. $3,3 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$). Insgesamt wurden vier Versuche mit einem Beton Kp 250 und 19 Versuche mit einem Beton Kp 350 durchgeführt. Die Ergebnisse sind als auf die einaxiale Zugfestigkeit $\sigma_{2,0}$ normierte Größen im Bild 2.29 dargestellt.

In den Versuchen wurde festgestellt, dass die Bruchlast der Probekörper nahezu unabhängig vom Spannungsverhältnis war, jedoch die Bruchdehnung stark vom Spannungsverhältnis beeinflusst wurde. Die Untersuchungen ergaben, dass eine Zugbelastung in einer zweiten Richtung die Zugfestigkeit nicht signifikant beeinflusst. Die Versagensart war bei allen Spannungsverhältnissen und Betonsorten ähnlich. Erste sichtbare Risse traten bei Zugdehnungen in der Größenordnung von 0,15 ‰ auf. Der zum Versagen führende Hauptriss bildete sich senkrecht zur größeren Zugspannung und verlief zu etwa 10 % durch die Zuschläge und zu 90 % in der Kontaktfuge Matrix - Zuschlag.

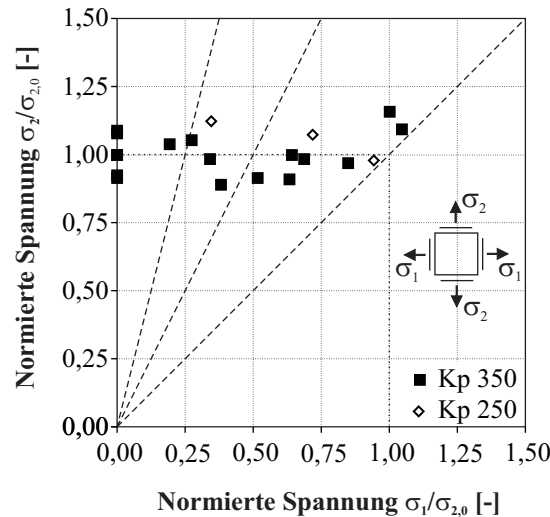


Bild 2.29: Ergebnisse von NELISSEN [82]

NELISSEN gab zur Bestimmung der maximalen Spannungen aufbauend auf der Prismendruckfestigkeit f_{cm} und der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ die folgende Beziehung an:

$$\sigma_2 = -\frac{l}{s} \cdot f_{cm} \quad (2.33)$$

Hierbei gibt der Koeffizient l das Verhältnis der maximalen einaxialen Zugfestigkeit σ_{ct} zur Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ und der Koeffizient s_f das Verhältnis der Druckfestigkeit zur Spaltzugfestigkeit an (vgl. hierzu Gl. (2.34) und (2.35)).

$$l = \frac{\sigma_{1:0}}{f_{ct,sp}} \quad (2.34)$$

$$s_f = \frac{f_{cm}}{f_{ct,sp}} \quad (2.35)$$

NELISSEN führte weiterhin aus, dass diese Koeffizienten u. a. von dem Erhärtungszustand, dem Probenalter bei der Prüfung und der Belastungsgeschwindigkeit abhängig waren. Zur Beschreibung der Testergebnisse wurde die folgende Beziehung nach Gl. (2.36) zur Bestimmung der Festigkeit des Betons unter zweiaxialer Zugbelastung basierend auf der Druckfestigkeit f_{cm} angegeben:

$$\sigma_2 = -0,055 \cdot f_{cm} \quad (2.36)$$

CARINO (1974)

Weitere Versuche zur Bestimmung der Zugfestigkeit des Betons unter einer zweiaxialen Zugbelastung wurden von CARINO [24] durchgeführt. Diese umfassten jedoch nur Versuche in den Spannungsverhältnissen $\sigma_2 : \sigma_1 = 0$ und 1 unter Verwendung von aufgeklebten Stahlbürsten. Die Maße der verwendeten Betonscheiben betrugen $12,7 \times 12,7 \times 1,3 \text{ cm}^3$. Die Druckfestigkeit des Betons betrug im Mittel $26,0 \text{ N/mm}^2$. Im Ergebnis konnte CARINO eine Abnahme der Festigkeit des Betons unter zweiaxialer Zugbelastung von 30 % gegenüber der einaxialen Zugfestigkeit feststellen. Eine allgemein gültige Aussage zum Verhalten des Betons unter mehraxialer Zugbelastung konnte anhand der wenigen Versuche unter einaxialer und zweiaxialer Zugbelastung nicht abgeleitet werden.

TASUJI (1976)

TASUJI [112] verwendete für seine Versuche zur Bestimmung der zwei axialen Zugfestigkeit Probekörper mit den gleichen Maßen wie CARINO, sie betrugen $12,7 \times 12,7 \times 1,3 \text{ cm}^3$. Die Scheiben wurden aus einem Block herausgetrennt. Die Prüfung erfolgte zwischen 13 und 15 Tagen nach Herstellung der Probekörper. Mittels aufgeklebter kammartiger Platten erfolgte die Lasteinleitung. Die neun durchgeführten Versuche in den Spannungsverhältnissen $\sigma_2 : \sigma_1 = 0; 0,5$ und 1 ließen keine allgemeine Aussage zur Festigkeit des Betons unter zwei axialer Zugbelastung zu.

Die Mittelwerte der Ergebnisse der drei Serien unter Zugbelastung sind in Bild 2.30 in normierter Form dargestellt.

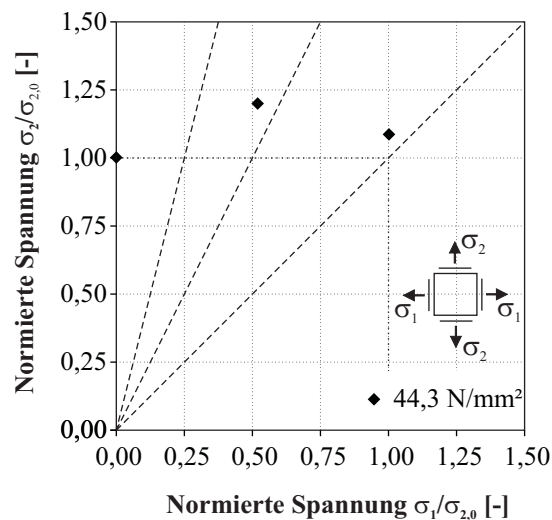


Bild 2.30: Ergebnisse von TASUJI [112]

Die Betonzugfestigkeit betrug im Mittel $2,88 \text{ N/mm}^2$ und die Betondruckfestigkeit $33,3 \text{ N/mm}^2$. Die Festigkeit nahm bei einem Spannungsverhältnis von $\sigma_2 : \sigma_1 = 0,5$ um 20 % gegenüber der einaxialen Zugfestigkeit zu. Die zwei axiale Zugfestigkeit lag bei einem Spannungsverhältnis von $\sigma_1 : \sigma_2 = 19$ % über der einaxialen Zugfestigkeit. Eine Erklärung lieferte TASUJI hierfür nicht. TASUJI stellte einen um 7 % höheren Elastizitätsmodul unter Zugbelastung gegenüber dem Elastizitätsmodul unter Druckeinwirkung fest. Als Querdehnzahlen wurden für den Beton unter Druckeinwirkung ein Wert von 0,22 und unter Zugeinwirkung von 0,16 bestimmt. Weiterhin wurde die Nichtlinearität im Verformungsverhalten untersucht. Diese war durch die Bildung von Mikrorissen bestimmt und lag unter Zugeinwirkung bei 60 % der maximalen Zugfestigkeit.

HUSSEIN (1998)

An der Memorial University of Newfoundland wurde in den 1990er Jahren eine Reihe von Versuchen an Betonkörpern unter mehraxialer Belastung durchgeführt, vgl. HUSSEIN [52]. Die Versuchskörper waren Betonscheiben in den Abmessungen von $15 \times 15 \times 4 \text{ cm}^3$. Geprüft wurde in den Belastungsregimen Druck-Druck, Druck-Zug und Zug-Zug mit insgesamt vier verschiedenen Betonen. Dies waren ein Normalbeton (NSC) mit einer Druckfestigkeit von $38,1 \text{ N/mm}^2$, ein hochfester Beton (HSC) mit einer Druckfestigkeit von $71,1 \text{ N/mm}^2$, ein hochfester Leichtbeton (LC) mit einer Druckfestigkeit von $61,8 \text{ N/mm}^2$ und ein ultrahochfester Beton (UHSC) mit $96,1 \text{ N/mm}^2$. Geprüft wurden die Spannungsverhältnisse $\sigma_2 : \sigma_1 = 0; 0,5$ und 1 . 27 Versuche wurden durchgeführt, davon je Betongüte drei in einem Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2 = 0$ und jeweils zwei Versuche in den Spannungsverhältnissen $\sigma_1/\sigma_2 = 0,5$ und 1 . Der zweiteilige Versuchsrahmen gliederte sich in einen vertikalen und einen horizontalen Stahlrahmen. Als Lasteinleitungsmittel dienten aufgeklebte Stahlbürsten. Die zu beklebenden Oberflächen wurden durch Schleifen vorbehandelt.

Die Verformungen in Belastungsrichtung wurden mit Extensometern erfasst. Die Versuche wurden weggesteuert gefahren, die Belastungsgeschwindigkeit betrug in der Hauptrichtung $5 \cdot 10^{-6}$ /s. Die Ergebnisse der Versuche sind in Bild 2.31 dargestellt.

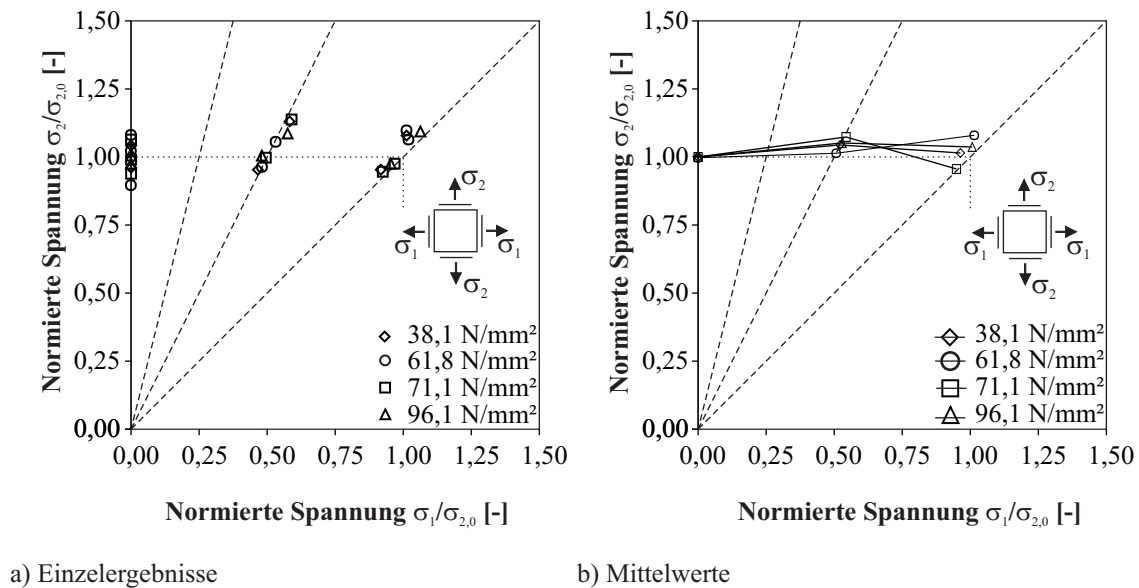


Bild 2.31: Ergebnisse von HUSSEIN [52]

Wird das Augenmerk auf die differenzierte Betrachtung der Betondruckfestigkeit gelegt, so ist hier ein Einfluss erkennbar. Die zweiachsig Zugfestigkeit des hochfesten Betons nahm beim Spannungsverhältnis von $\sigma_2 : \sigma_1 = 1$ im Vergleich zum normalfesten Beton ab. Ein signifikanter Einfluss einer zweiachsig Zugbelastung beim ultrahochfesten und normalfesten Beton ist nicht erkennbar, die Zugfestigkeit des hochfesten Leichtbetons nimmt zu.

LEE ET AL. (2004)

In Südkorea führten LEE ET AL. [66] im Rahmen von Forschungsarbeiten zur Sicherheit von Reaktorbehältern Versuche zur Bestimmung des zweiachsig Tragverhaltens von unbewehrtem Beton durch. Die drei Beanspruchungsarten Druck-Druck, Druck-Zug und Zug-Zug waren Gegenstand der Arbeiten. Die verwendeten Betonscheiben wiesen die Maße von $20,0 \times 20,0 \times 6,0 \text{ cm}^3$ auf und wurden in einer Stahlschalung handverichtet hergestellt. Vor der Versuchsdurchführung wurden die Seitenflächen der Probekörper abgeschliffen. Bei der höherfesten Betonsorte wurde festgestellt, dass die Spaltzugfestigkeit kleiner als die einaxiale Zugfestigkeit der Betonscheibe war. Im Alter von 28 Tagen wurde an je vier Probekörpern unter Zug-Zug-Beanspruchung in den Spannungsverhältnissen $\sigma_2 : \sigma_1 = 0; 0,2; 0,5$ und 1 die Zugfestigkeit untersucht. Als Lasteinleitung dienten Stahlplatten, welche 48 Stunden vor den Versuchen direkt auf die Probekörper geklebt wurden. Insgesamt führten LEE ET AL. 16 Versuche mit einem Beton mit einer Druckfestigkeit von 30 N/mm^2 und 16 Versuche mit einer Druckfestigkeit von 39 N/mm^2 durch. Bild 2.32 zeigt die von LEE [66] angegebenen Mittelwerte der erreichten Zugfestigkeiten, die Darstellung erfolgt in normierter Form.

Der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf das Verhalten des Betons unter zweiachsig Zugbeanspruchung ist erkennbar. Die Zugfestigkeit des höherfesten Betons nahm unter einer zweiachsig Zugbeanspruchung deutlich ab, beim niederfesten Beton wurde unter einer zweiachsig Zugbeanspruchung mit $\sigma_2 : \sigma_1 = 1$ die einaxiale Zugfestigkeit erreicht. Eine Begründung zum unterschiedlichen Verhalten der verwendeten Betone wurde von LEE ET AL. nicht gegeben. Das Versagen der Probekörper trat unter zweiachsig Zugbeanspruchung immer senkrecht zur Resultierenden der beiden aufgetragenen Spannungen auf. Anhand

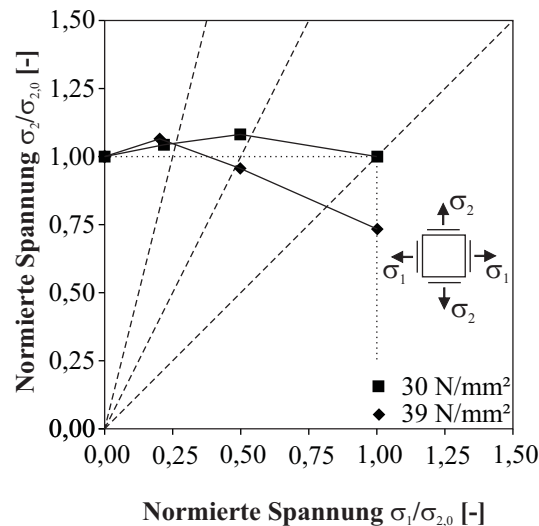


Bild 2.32: Ergebnisse von LEE ET AL [66]

der Spannungs-Dehnungs-Linien ist abzuleiten, dass die Bruchdehnungen für alle Spannungs-Dehnungs-Verhältnisse annähernd gleich groß waren. Die erreichten Dehnungen lagen im Bereich von 0,11 bis 0,12 ‰ und wiesen bis zum Versagen einen linearelastischen Verlauf auf.

2.1.4.3 Ergebnisse aus Biegeversuchen

Eine dritte Art zur Bestimmung der Zugfestigkeit des Betons unter zweiaxialer Zugbelastung stellen die Versuche unter zweiaxialer Biegung dar.

ZIELINSKI & SPIROPOULOS (1983)

ZIELINSKI & SPIROPOULOS [125] untersuchten an 30 Versuchskörpern den Einfluss einer zweiaxialen Biegung auf die Zugfestigkeit von Beton. Es wurden scheibenförmige Versuchskörper verwendet, welche in den Diagonalen Rippen aufwiesen (vgl. 2.33 a)). Der Versuchskörper wurde an den äußeren Enden der Rippen gelagert, die Krafteinleitung erfolgte auf der Oberseite im Zentrum der Scheibe. Es wurden fünf Serien mit einer Betondruckfestigkeit zwischen 23,7 N/mm² und 30,0 N/mm² geprüft. Das Größtkorn betrug 20 mm, der w/z-Wert variierte zwischen 0,71 und 0,37. Für die Bestimmung der einaxialen Zugfestigkeit wurden die Versuchskörper lediglich auf einer Rippe gelagert, die zweite orthogonale Rippe wies keine Lagerung auf. Für die zweiaxiale Zugfestigkeit erfolgte die Lagerung an jedem Endpunkt der Rippen.

ZIELINSKI & SPIROPOULOS konnten feststellen, dass die Biegezugfestigkeit des Betons unter einaxialer Biegung um bis zu 38 % über der Festigkeit unter zweiaxialer Biegung liegt. In Bild 2.33 b) sind die normierten Ergebnisse dargestellt. Die einaxiale Zugfestigkeit beim Versuchskörper mit zwei orthogonalen Rippen ist um 16,8 % höher als die zweiaxiale Zugfestigkeit des gleichen Versuchskörpers mit ebenfalls zwei Rippen. Deutlich zu erkennen ist die Abnahme der zweiaxialen Zugfestigkeit gegenüber der einaxialen Zugfestigkeit unter Biegebeanspruchung. Ebenfalls wurde von ZIELINSKI & SPIROPOULOS der Einfluss der Anordnung von Rippen auf die Ergebnisse der Zugfestigkeit geprüft. Hierbei wurden die Ergebnisse von Versuchskörpern mit zwei sich orthogonal kreuzenden Rippen mit den Ergebnissen mit lediglich einer Rippe parallel zu den Stützpunkten im einaxialen Biegeversuch geprüft. Es wurde festgestellt, dass die zweiaxiale Zugfestigkeit des Versuchskörpers mit zwei Rippen um 18 % geringer als mit einer Rippe ist.

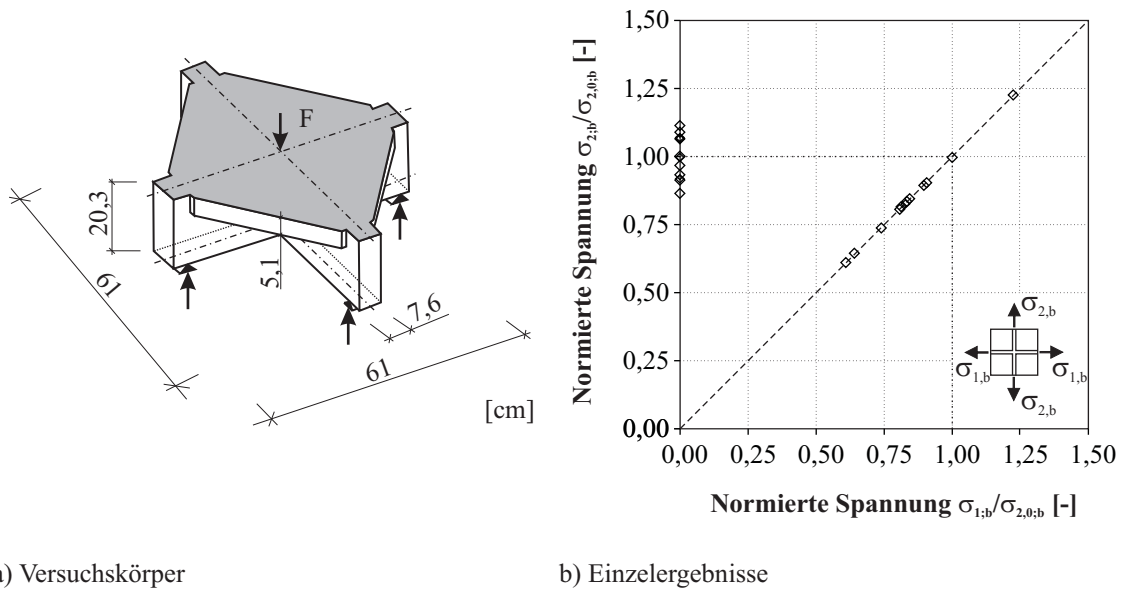


Bild 2.33: Versuchskörper und Ergebnisse von ZIELINSKI & SPIROPOULOS [125]

2.1.5 Analytische Modelle zur Beschreibung der zweiaxialen Zugfestigkeit

ROSSI & ULM [98] entwickelten ein probabilistisches diskretes Rissmodell zur numerischen Bestimmung von Bruchflächen des Betons unter Zug-Zug- bzw. Druck-Zug-Belastung auf der Grundlage von Versuchen. Sie untersuchten damit u. a. den Größeneffekt auf den Einfluss des Betonversagens. Die simulierten Probekörper wiesen die Größen $30,0 \times 30,0 \times 10,0 \text{ cm}^3$ und $15,0 \times 15,0 \times 5,0 \text{ cm}^3$ auf, die angenommene Druckfestigkeit betrug 30 N/mm^2 . Der Einfluss der Probekörpergröße auf die Festigkeit unter mehraxialer Belastung wurde für acht verschiedene Lastregime modelliert.

KWAK [63] zitierte ein Modell von AOYAGI & YAMADA [18], mit Hilfe dessen die analytische Beschreibung des Einflusses einer zweiaxialen Zugbeanspruchung auf die Festigkeit erfolgen kann. Die analytische Beziehung wird wie folgt angegeben:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{1,0}} = 1 - 0,25 \cdot \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1} \right)^2 \quad (2.37)$$

Die primäre Zugfestigkeit σ_1 sank mit zunehmendem Spannungsverhältnis von $\sigma_2 : \sigma_1$. Die Spannung $\sigma_{1,0}$ beschreibt hierbei die einaxiale Zugfestigkeit des Betons, mit deren Hilfe die Spannung σ_1 normiert wird.

KUPFER [62] entwickelte auf der Grundlage seiner Untersuchung das in Gleichung (2.32) abgebildete Modell zur Beschreibung des Festigkeitsverhaltens von Beton unter zweiaxialer Zugbelastung. Dieses Modell ging davon aus, dass die Zugfestigkeit unter zweiaxialer Zugbelastung nicht abnimmt. CARINO [24] entwickelte aus seinen Versuchswerten ein analytisches Modell zur Beschreibung der Festigkeit des Betons unter mehraxialer Belastung. Im Ergebnis der analytischen Untersuchung nimmt die Zugfestigkeit unter zweiaxialer Zugbeanspruchung zu. Dieses Ergebnis steht allerdings im Widerspruch zu den erzielten Messergebnissen, die eine Abnahme der Zugfestigkeit unter zweiaxialer Zugbelastung auf 70 % der einaxialen Zugfestigkeit wiedergaben.

Eine Zusammenstellung der Modelle ist in Bild 2.34 b) gegeben.

2.1.6 Zusammenfassung der bisherigen Untersuchungen

Die Aufstellung der Versuchsergebnisse zur Bestimmung der Festigkeit von Beton unter zweiachsender Zugbelastung zeigt, dass eine allgemein gültige Aussage bisher nicht getroffen werden konnte. LINK [75] formulierte den Stand des Wissens 1976 mit: „Das zunächst überraschende Ergebnis konstanter zweiachsender Zugfestigkeit...“ und erklärt dies mit dem beim linearelastischen Verformungszustand auftretenden Sprödbruch. Weiterhin stellte LINK dar, dass der Bruch bei gleichgroßer zweiachsender Zugbeanspruchung in der Ebene mit der zufällig geringsten Zugfestigkeit stattfindet. Eine Zusammenfassung von Ergebnissen aus vorangegangenen Arbeiten zum Tragverhalten unter zweiachsender Zugbeanspruchung wurde schon in [69] gegeben. Eine Differenzierung der Ergebnisse in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit erfolgte zunächst nicht. In Abbildung 2.34 sind die Ergebnisse grafisch zusammengefasst.

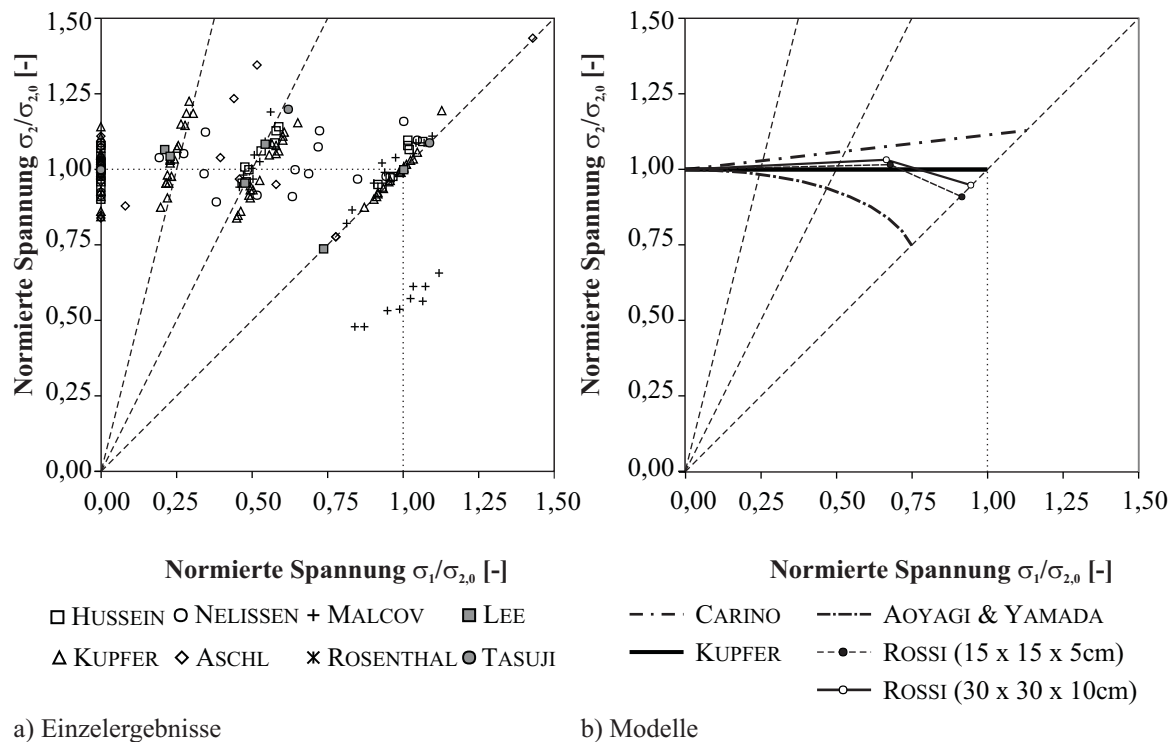


Bild 2.34: Stand des Wissens zweiachsender Zugversuche

Die stark streuenden Versuchsergebnisse lassen aus Bild 2.34 a) keine eindeutige Aussage über das Verhalten von Beton unter zweiachsender Zugbelastung zu. Den verschiedenen Literaturquellen konnte entnommen werden, dass die Festigkeit des Betons unter zweiachsender Zugbelastung gegenüber der einachsenden Zugbelastung

- zunimmt (CARINO [24]) oder
- konstant bleibt (KUPFER [62]) oder
- abnimmt (AOYAGI & YAMADA [18]).

In Bild 2.34 b) sind die aus der Literatur entnommenen Bruchkriterien für das Verhalten der Festigkeit des Betons im Zug-Zug-Quadranten dargestellt. KUPFER [62] geht davon aus, dass eine zweiachsende Zugbelastung keinen signifikanten Einfluss auf die Zugfestigkeit von Beton hat. CARINO [24] hingegen nimmt an, dass die Zugfestigkeit des Betons unter zweiachsender Zugbelastung ansteigt. ROSSI & ULM [98], die numerische Berechnungen an Betonscheiben durchführten, kamen zu dem Ergebnis, dass die Zugfestigkeit des Betons bei einer zweiachsenden Zugbelastung bis zum Verhältnis von $\sigma_2/\sigma_1 = 0,75$ zunimmt und anschließend

unter den Wert der einaxialen Zugfestigkeit absinkt. Das von AOYAGI & YAMADA [17] verwendete Modell ergibt, dass die Festigkeit des Betons für alle zweiaxialen Zugspannungsverhältnisse abnimmt.

Die Versuchsergebnisse lassen jedoch vermuten, dass eine allgemeingültige Aussage für alle Betonfestigkeitsklassen nicht sinnvoll erscheint. Mit zunehmender Betondruckfestigkeit war eine Abnahme der zwei-axialen Zugfestigkeit im Vergleich zur einaxialen Zugfestigkeit zu verzeichnen. Es sollte daher eine differenzierte Betrachtung der Betongüte bzw. Betonfestigkeitsklasse bei der Beurteilung des Verhaltens von Beton unter zweiaxialer Zugbelastung erfolgen.

Bezüglich der Bruchdehnungen konnte anhand der vorliegenden Datensätze gezeigt werden, dass mit steigender Betongüte eine Zunahme der Bruchdehnung ε_{ult} zu erwarten ist. Ein Einfluss einer zwei-axialen Zugbeanspruchung auf die Nichtlinearität ist zu erwarten. Wie bereits gezeigt, sind die Grenzen des Übergangs von elastischen in den nicht elastischen Bereich sehr weit gesteckt. DUDA [31] fasst die Grenzen in einem Bereich zwischen $0,5f_{ct}$ und $1,0f_{ct}$. LAUBE [65] entwickelt das Modell von GOPALARATNAM [39] unter der Annahme weiter, dass der Punkt der Nichtlinearität bei 50 % der Zugfestigkeit des Betons liegt. Verglichen mit den Angaben aus der Literatur kann festgestellt werden, dass diese Grenze für verschiedene Betone den Übergang vom linearen in den nichtlinearen Bereich nicht ausreichend beschreibt. Vielmehr ist mit Werten zwischen 60 und 70 % der einaxialen Zugfestigkeit zu rechnen. Das von HARIRI [46] weiterentwickelte Modell legt diese Grenze in Abhängigkeit des Hydratationsgrades des Betons fest und ist vor allem für jungen Beton von Interesse. Für einen Beton B35 mit einem Größtkorn von 16 mm kann aus HARIRI der Übergang vom linearen zum nichtlinearen Bereich mit 73,8 % der Betonzugfestigkeit für eine vollständige Hydratation abgeleitet werden.

Die umfangreichen Arbeiten zur Bestimmung des Verformungsverhaltens von unbewehrten Versuchskörpern haben gezeigt, dass in Abhängigkeit der Art des Versuchskörpers sehr unterschiedliche Ergebnisse ermittelt wurden. Die Auswertung der erreichten Bruchdehnungen mit Hilfe von gekerbten Zugkörpern führt zu größeren Werten, die nicht die mittleren Bauteilverformungen widerspiegeln. LI [73] hielt hierzu fest, dass unter Verwendung gekerbter Zugkörper eine Untersuchung des Bruch- und Verformungsverhaltens von Beton unmöglich ist. Infolge der Querschnittsverringerung und des dadurch vorbestimmten Hauptrisses tritt keine gleichmäßige Spannungsverteilung im Versuchskörper auf. HARIRI [46] und LAUBE [65] stellten in Kerbennähe größere Dehnungen als im mittleren Bereich der Versuchskörper fest. Weiterhin kritisch muss die Betrachtung der Messergebnisse von Dehnungen in der Rissprozesszone erfolgen. Durch die Wahl relativ kleiner Messlängen der eingesetzten Dehnmessstreifen werden die lokalen Effekte in der Rissprozesszone überbewertet. Durch die Wahl einer Messlänge, die kleiner als die Rissprozesszonbreite ist, werden große Dehnungen gemessen. Diese Dehnungen können nicht auf das mittlere Bauteilverhalten übertragen werden. Die Verwendung eines ungekerbten Versuchskörpers zur Beschreibung des mittleren Bauteilverhaltens ist demzufolge sinnvoller.

Die Bestimmung der Festigkeit unter zweiaxialer Zugbelastung in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit wurde bisher nicht ausreichend beleuchtet, die bisher vorliegenden Bruchkriterien liefern hier keine befriedigenden Ergebnisse. Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, den Einfluss der Betondruckfestigkeit bei der Bestimmung der zwei-axialen Zugfestigkeit zu berücksichtigen und somit Bruchkriterien zu entwickeln, die der Bestimmung von Erstrisskräften von bewehrten und unbewehrten Betonbauteilen dienen. Neben der Bestimmung der zwei-axialen Zugfestigkeit steht ebenfalls die Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von Beton unter zweiaxialer Zugbelastung im Vordergrund. Bisherige Modelle decken nur das Verhalten unter einaxialer Zugbelastung ab. In Betonstrukturen treten jedoch sehr häufig mehraxiale Spannungszustände auf. Hierfür werden die vorliegenden Ansätze aufgegriffen und für zwei-axiale Spannungszustände unter Zugbelastung weiterentwickelt. Mit Hilfe dieser Modelle ist das Verformungsverhalten von Beton unter zwei-axialer Zugbelastung möglich.

2.2 Verbundverhalten bei Spannbetonbauteilen

2.2.1 Vorspannarten

Der Spannbetonbau unterscheidet sich vom herkömmlichen Stahlbetonbau durch die Einleitung einer Druckkraft in das Bauteil mit Hilfe hochfester vorgespannter Stähle. Hierbei werden zwei Arten der Vorspannung unterschieden: die verbundlose Vorspannung und die Vorspannung, bei der die Spannglieder im Verbund liegen.

Vorspannung ohne Verbund zeichnet sich durch die freie Lage der Spannglieder innerhalb bzw. außerhalb des vorzuspannenden Bauteiles aus. Die Spannglieder können aus Spanndrähten bzw. Spannlitzen bestehen und sich zwischen den Ankerstellen relativ zum Beton verschieben. Liegen die Spannglieder außerhalb des Bauteiles, wird von einer externen Vorspannung gesprochen. Im Gegensatz hierzu liegen die Spannglieder der internen Vorspannung in Hüllrohren im Inneren der Bauteile. Der Korrosionsschutz wird durch Fette bzw. zusätzliche Maßnahmen, wie z. B. Kunststoffummantelungen, sichergestellt. Der Vorteil dieser Bauweise liegt in der Austauschbarkeit sowie in der Überwachung der Spannglieder im Nutzungszeitraum des Bauteiles.

Im Gegensatz dazu können die Spannglieder auch im Verbund mit dem umgebenden Beton bzw. Verpressmörtel im Hüllrohr ausgeführt werden. Liegen die Spannglieder direkt im Beton, so spricht man vom sofortigen Verbund. Die Spannbetonbauteile werden hierbei in einem Spannbett mit entsprechender Schalung hergestellt. Vor dem Betonieren werden die Spannglieder vorgespannt. Nach dem Erhärten des Betons werden die Spannglieder (Spanndrähte bzw. Spannlitzen) umgespannt, d. h. die Vorspannung der Spannglieder gegen das Spannbett wird gelöst und die Vorspannung über die Verbundtragwirkung zwischen Spannglied und Beton in das Bauteil eingeleitet. Im Allgemeinen werden gerade Spanngliedführungen ausgebildet, da Umlenkungen nur mit relativ großem Aufwand möglich sind. Die Vorspannung mit sofortigem Verbund beschränkt sich im Wesentlichen auf die Herstellung von Fertigteilen.

Zusätzlich existiert die Bauweise der Vorspannung mit nachträglichem Verbund. Die Spannglieder werden nach der Herstellung des Bauteiles in die im Bauteilquerschnitt einbetonierten Hüllrohre geführt. Nach dem Erhärten des Betons werden die Spannglieder einseitig verankert und auf der anderen Seite gegen den Beton vorgespannt. Durch Verpressen der Hüllrohre mit Verpressmörtel wird einerseits der Verbund zwischen Spannglied und Beton hergestellt und andererseits auch der Korrosionsschutz sichergestellt.

Bild 2.35 zeigt exemplarisch die verschiedenen Vorspannarten. Im Bild 2.35 a) ist ein Blick in den Hohlkasten der Pont de Normandie mit externen Spanngliedern zu sehen. Ein typisches Anwendungsgebiet für interne Vorspannungen ohne Verbund ist die sogenannte Segmentbauweise im Brückenbau, wie in Bild 2.35 b) am Beispiel des Kemptener Rottachstegs zu sehen ist (vgl. CURBACH ET AL. [30]). Hier wurden Fertigteile aus Textilbeton über eine zentrische Vorspannung miteinander verbunden. Bild 2.35 c) zeigt eine vorgespannte Brücke mit nachträglichem Verbund. Diese Brücke bei Luzancy über die Marne wurde bereits 1941 von FREYSSINET geplant und 1946 fertiggestellt (vgl. LEONHARDT [72]). Die vierte und letzte abgebildete Vorspannart im Bild 2.35 d) zeigt im Spannbett hergestellte Betonschwellen B70 der DB AG. Die Spannbettherstellung eignet sich besonders für die Herstellung von Bauteilen in großer Stückzahl und gleichbleibender Geometrie.

In Abhängigkeit der Höhe der Vorspannung wurde in der Vergangenheit in volle, teilweise und beschränkte Vorspannung unterschieden. Stand bei der vollen Vorspannung das vollständige Verhindern von Zugspannungen im Beton im Vordergrund, so wurden diese bei der teilweisen und bei der beschränkten Vorspannung in bestimmten Grenzen zugelassen. Bei der teilweisen Vorspannung diente die neben der Spannbewehrung eingelegte schlaaffe Bewehrung der Rissbreitenbeschränkung und der Erhöhung der Versagenssicherheit, während bei der beschränkten Vorspannung die auftretenden Zugkräfte auf $2/3$ der Zugfestigkeit des Betons

beschränkt wurden, um ein Vordringen der Risse zum Spannstahl auszuschließen. Diese Art der Vorspannung ist derzeit nicht mehr normativ zugelassen.



a) Externe Vorspannung bei einer Hohlkastenbrücke



b) Interne Vorspannung ohne Verbund bei einer Brücke in Segmentbauweise



c) Vorspannung mit nachträglichem Verbund bei einer Brücke in Fertigteilbauweise



d) Direkte Vorspannung im Spannbett von vorgefertigten Betonschwellen

Bild 2.35: Verschiedene Vorspannarten und Einsatzgebiete²

In den eigenen Versuchen wurde das Verbund- und Verformungsverhalten von Bauteilen mit Spanngliedern im nachträglichem Verbund untersucht. Der folgende Abschnitt soll einen Überblick über bereits durchgeführte Forschungsvorhaben zu dieser Vorspannart gewähren.

2.2.2 Verformungsverhalten

Das Verformungsverhalten wird vor allem von der Rissbildung und der Qualität des Verbundes zwischen Bewehrung und Beton geprägt und im Allgemeinen mit Spannungs-Dehnungs-Diagrammen beschrieben. Stellvertretend für die Spannung kann auch die Kraft in der maßgebenden Lastrichtung bei der Darstellung auf der Ordinate verwendet werden. Eine vereinfachte Darstellung einer Kraft-Dehnungs-Linie eines unter Zugbeanspruchung stehenden Bauteiles ist in Bild 2.36 zu finden.

² Bild d) RAIL.ONE GmbH; Neumarkt

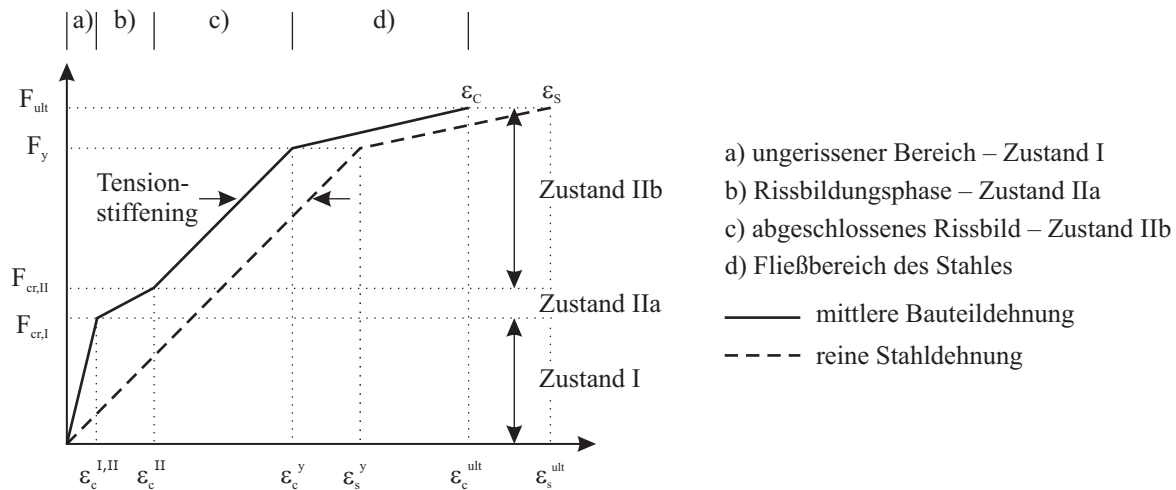


Bild 2.36: Kraft-Dehnungs-Beziehung eines Stahlbetonzugstabes nach ZILCH & ZEHETMAIER [126]

Auf der Abszisse sind die entsprechenden Dehnungen beim Übergang in die verschiedenen Phasen der Bauteilverformung zu sehen. Hierbei sind

- $\varepsilon_c^{I,II}$ die Dehnung beim Übergang vom ungerissenen in den gerissenen Zustand (Erstriss),
- ε_c^{II} die mittlere Dehnung des Verbundkörpers beim Übergang zum abgeschlossenen Rissbild (Zustand IIb),
- $\varepsilon_{c;s}^y$ die mittlere Dehnung des Verbundkörpers bzw. Stahls bei Erreichen der Streckgrenze des Stahls sowie
- $\varepsilon_{c;s}^{ult}$ die mittlere Dehnung des Verbundkörpers bzw. Stahls bei Erreichen der Zugfestigkeit des Stahls.

Im Zustand I treten infolge einer Zugbelastung Zugspannungen σ_{ct} unterhalb der Zugfestigkeit f_{ct} auf. Beton und schlaffe Stahlbewehrung weisen durch den starren Verbund gleiche Dehnungen auf. Zustand IIa wird durch die Erstrissbildung bei Überschreitung der lokalen Betonzugfestigkeit und die sukzessive Rissbildung bis hin zum abgeschlossenen Rissbild bestimmt. Charakteristisch für diesen Bereich ist die Auflösung des starren Verbundes mit einer einhergehenden Rissbildung an der Grenzfläche zwischen Stahl und Beton. Infolge der Rissbildung ist ein vom Bewehrungsgrad abhängiger Spannungssprung in der Stahlbewehrung zu verzeichnen. Mit abnehmendem Bewehrungsgrad steigt die Höhe des Spannungssprunges in der Bewehrung. Ausgehend vom Rissufer wird über die Verankerungslänge l_{sR} bzw. l_{pR} über den wirksamen Verbund erneut eine Zugspannung in den Beton eingeleitet. Bei Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons folgt die erneute Rissbildung. Die Verankerungslänge wird durch die Verbundeigenschaften und von der Betonzugfestigkeit maßgeblich beeinflusst. Zwischen zwei unmittelbar benachbarten Rissen befindet sich der Verankerungspunkt der Bewehrungen. Hier tritt kein Schlupf zwischen Bewehrung und Beton auf. Als Schlupf wird die relative Verschiebung zwischen dem Stahl und dem umhüllenden Beton bezeichnet.

Die Dehnungs- bzw. Spannungsverteilungen in einem gemischt bewehrten zentrischen Zugstab können wie in Bild 2.37 gezeigt dargestellt werden. Aufgrund des unterschiedlichen Verbundverhaltens treten bei annähernd gleichem E-Modul des Betonstahls bzw. Spannstahls unterschiedliche Spannungen in den Bewehrungen auf. Als Maß für die Spannung in den jeweiligen Bewehrungen können im Bild 2.37 die Dehnungen im Bewehrungsstahl ε_s bzw. ε_p herangezogen werden. Im Riss treten im Betonstahl größere Spannungen als im Spannstahl auf. Dieser Effekt wird allgemein als Spannungsumlagerung bezeichnet.

Kann die durch die Verbundwirkung in den Beton eingeleitete Zugspannung keine weiteren Risse erzeugen, so stellt sich das abgeschlossene Rissbild wie in Bild 2.37 b) gezeigt ein. Eine weitere Laststeigerung führt zur sukzessiven Erhöhung der Stahlspannungen im Riss und zu größeren Rissweiten. Vielfach kann-

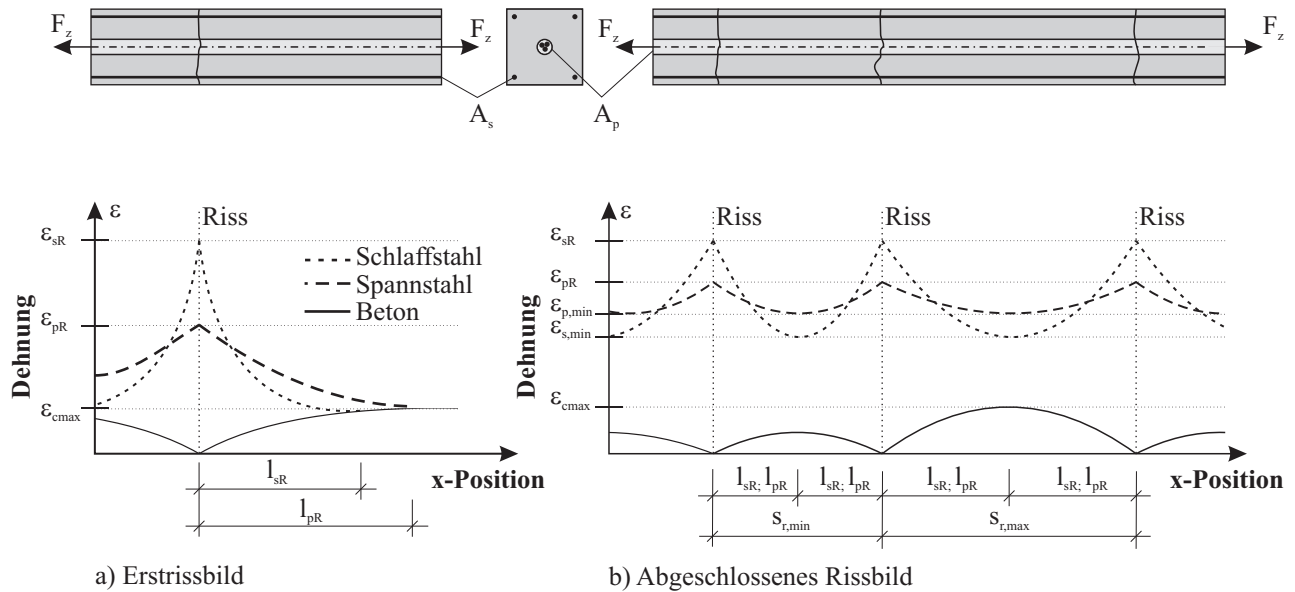


Bild 2.37: Dehnungsverläufe im nicht vorgespannten, zentrisch gezogenen Stab nach TUE [119]

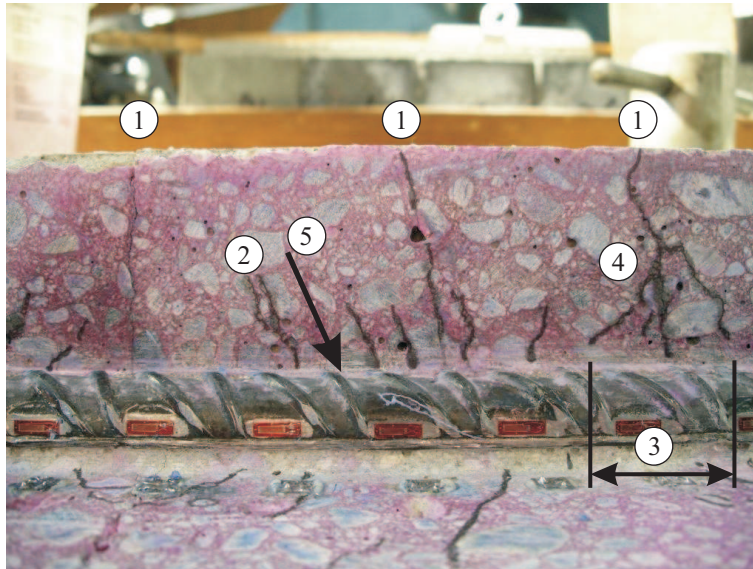
te nach dem Erreichen des abgeschlossenen Rissbildes eine sekundäre, das Bauteil nicht durchtrennende Rissbildung festgestellt werden (vgl. CHO ET AL. [26], ECKFELDT ET AL. [33]).

Die Unterschiede in der Steifigkeit zwischen der Dehnung des nackten Stahls und des bewehrten Betons können auf den Tension-Stiffening-Effekt zurückgeführt werden. Hierbei beteiligt sich der Beton zwischen den Rissen bei der Übertragung der Zugkräfte (vgl. ECKFELDT [32]). ECKFELDT gibt weiterhin an, dass die Mitwirkung des Betons bei der Zugkraftübertragung mit zunehmender Laststeigerung konstant bleibt.

Sind die beiden erstgenannten Zustände im Wesentlichen durch die Rissbildung und das Risswachstum geprägt, so tritt bei weiterer Laststeigerung über die Stahlfließgrenze das Fließen der Bewehrung auf, was letztendlich zum kompletten Versagen der Stahlbetonkonstruktion führt.

Neben der äußeren sichtbaren Rissbildung treten im Bauteil durch die Interaktion zwischen Beton und Stahl an den Grenzflächen ebenfalls Risse auf, vgl. hierzu Bild 2.38. Die inneren Risse stehen im Gleichgewicht mit dem umgebenden Beton. Können die inneren Kräfte nicht mehr durch den Beton aufgenommen werden, können sich Druckkegel in Randnähe bzw. an den Rissflanken ausbilden und den Beton durchdringen. Dies ist im rechten Teil des Bildes 2.38 gut zu erkennen.

TEPFERS [114] entwickelte für dieses Gleichgewicht ein Verbundmodell, wie es in Bild 2.39 dargestellt ist. Infolge der Verbundwirkung werden Kräfte in den Beton übertragen. Voraussetzung für die Aktivierung des Verbundes ist die Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton. Hierbei bilden sich vor den Rippen der Bewehrung Druckstreben aus, welche sich auf den umgebenden Beton abstützen und in diesem Zugkräfte hervorrufen. Überschreiten die in den Zugringen auftretenden Zugkräfte die Betonfestigkeit, so treten parallel zur Bewehrung Sprengrisse auf. Diese durchtrennen im Allgemeinen die Betondeckung und können durch eine ausreichende Betondeckung verhindert werden (vgl. VANDEWALLE [122]). Parallel zu den Druckkegeln bilden sich, beginnend am Bewehrungsstab, sogenannte GOTO-Risse [41] aus. Diese sind auf die lokale Überschreitung der Festigkeit des Betons durch die orthogonal zur Druckstrebe wirkenden Zugkräfte zurückzuführen.



Legende

- ① Trennriss
- ② Innerer Riss
- ③ Bereich des gestörten Verbundes
- ④ Druckkegel
- ⑤ Druckstrebe

Bild 2.38: Rissereignisse im Stahlbetonbauteil

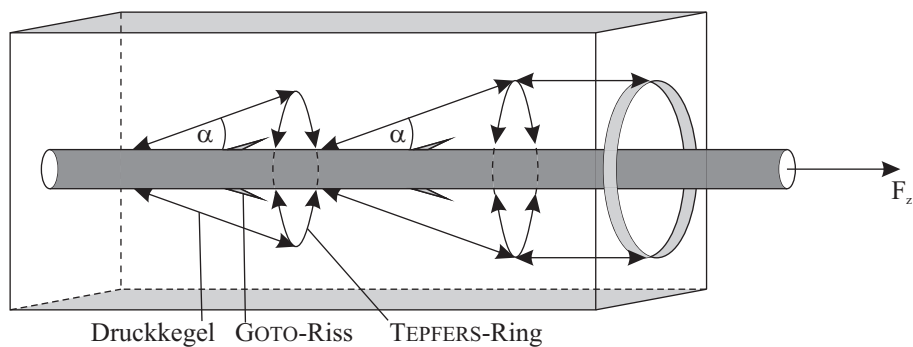


Bild 2.39: Verbundmodell nach TEPFERS [114]

Bild 2.40 zeigt den qualitativen Verlauf der Hauptspannungen und Bruchflächen vor den Betonstahlrippen in Abhängigkeit des Rippenabstandes. Bei kurzen Rippenabständen tritt ein Abscheren der Betonkonsole zwischen den Rippen auf. In diesem Fall wird die Verbundwirkung ausschließlich über die Reibung zwischen Stahl und Beton sichergestellt. Bei größeren Rissabständen tritt ein gestörter Bereich vor den Rippen auf, der durch die Gefügezerstörung keinen signifikanten Beitrag zur Verbundwirkung leistet.

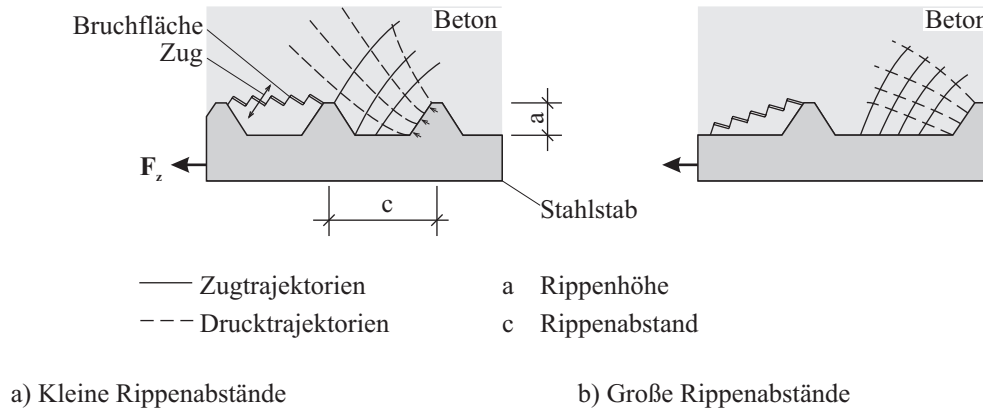


Bild 2.40: Hauptspannungen und Bruchflächen an Betonstahlrippen nach LEONHARDT [71]

Die bisher für Betonstahl dargestellten Mechanismen können ebenso auf das Verbundverhalten von Spannstählen übertragen werden. Wird der Querschnitt eines gemischt bewehrten Versuchskörpers betrachtet, so lassen sich zwei Bereiche mit unterschiedlichen Eigenschaften identifizieren. Diese Ebenen werden durch die Eigenschaften des die Bewehrung umgebenden Materials, also des Betons bzw. des Verpressmörtels, bestimmt. Infolge der Zugbeanspruchung des Versuchskörpers treten Risse ausgehend von den Rippen der Bewehrung bzw. des Hüllrohrs durch lokale Überschreitung der Zugfestigkeit im umgebenden Beton auf (vgl. GOTO [40] und TEPFERS [114]). STEINWEDEL [108] untersuchte das Zusammenwirken von Stahl und Verbund mit Hilfe radiographischer Methoden. Zur Neigung der inneren Risse zitierte STEINWEDEL OOSTVEEN [86] und GOTO [41]. OOSTVEEN konnte innere Risse mit einer Neigung von 45° nachweisen. Der Winkel vergrößerte sich auf 85° im Mittelbereich von zwei Hauptrissen. GOTO [40] wies mit Hilfe des Tinteninjektionsverfahrens eine Neigung der inneren Risse zwischen 45 und 85° zum Hauptriss nach. Mit zunehmendem Abstand zum Hauptriss stieg auch der Winkel des inneren Risses an. STEINWEDEL selbst konnte einen Winkel von 60° für den ersten sichtbaren internen Riss gegen die Stabachse nachweisen. Vom Rissufer weiter entfernte Risse verliefen flacher, genauere Angaben hierzu fehlen allerdings. ECKFELDT [32] hingegen ist zu entnehmen, dass der Winkel nahezu konstant bleibt, lediglich die Druckkomponente mit wachsendem Abstand vom Rissufer abnimmt.

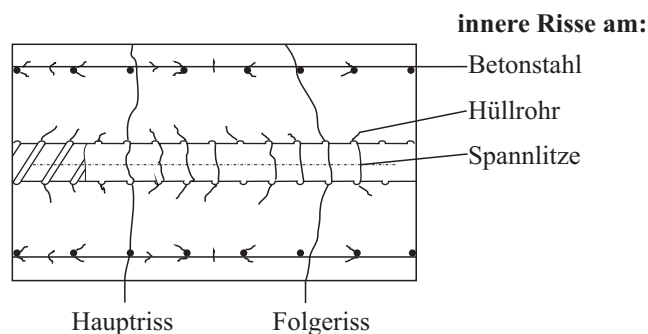


Bild 2.41: Inneres Rissbild eines Spannbetonbauteils

Die genannten Mechanismen beim Verformungsverhalten sind stark vom Verbundverhalten zwischen der Bewehrung und dem Beton abhängig. LEMNITZER ET AL. [68] geben einen Überblick über die wesentlichen den Verbund beeinflussenden Faktoren. Diese sind:

- Rippengeometrie,
- Stabdurchmesser,
- Betonfestigkeit,
- Betondeckung,
- Lage der Bewehrung im Bauteil,
- Verbundlänge,
- Spannungszustände entlang der Bewehrungsachse,
- Belastungsgeschwindigkeit.

Gelten die genannten Faktoren zur Beeinflussung des Verbundverhaltens von schlaffer bzw. vorgespannter Bewehrung gleichermaßen, so wird das Verbundverhalten von Spanngliedern im nachträglichen Verbund durch weitere Faktoren beeinflusst. Die Faktoren:

- Hüllrohr,
- Hüllrohrmaterial,
- Festigkeit des Verpressmörtels,
- Spannstahlart

und die senkrecht zur Bewehrungsachse wirkenden Spannungszustände sollen im Weiteren näher beleuchtet werden.

2.2.3 Experimentelle Untersuchungen an Spannbetonbauteilen mit nachträglichem Verbund

TROST ET AL. (1980)

TROST ET AL. [117] führten eine Reihe von Ausziehversuchen zur Verbundfestigkeit von Spanngliedern durch (vgl. Tabelle 2.2). Ein Ziel der Arbeit war es, das Verbundverhalten von verschiedenen Spanngliedern in der normativen Berechnung unter Verwendung spezifischer, experimentell ermittelter Kennwerte zu berücksichtigen. Das zweite wesentliche Ziel der Arbeit lag darin, die Verbundfestigkeiten verschiedenartiger Spannglieder für den Bruchzustand zu untersuchen und daraus Grenzwerte für den Nachweis des Verbundes zwischen Spannglied und Beton im rechnerischen Bruchzustand zu definieren. Neben der Rissbildung im Einpressmörtel bei Verbundbelastung und der Auswirkung der Lage des Spannstahls im Hüllrohr auf die Verbundfestigkeit im Inneren von Bündelspanngliedern wurde auch der Einfluss einer Querdrukbeanspruchung auf das Verbundverhalten untersucht.

Wesentliche Ergebnisse der Arbeit von TROST ET AL. sind die Erkenntnisse der Abhängigkeit des Verbundverhaltens der Spannglieder von der Oberflächenausbildung und dass eine Abhängigkeit von der Lage der Spannstahlritzen im Hüllrohr zur Verbundtragfähigkeit besteht, vgl. hierzu Bild 2.42 a). Weiterhin konnte der Zusammenhang zwischen bezogener Rippenfläche und Verbundspannung analog zu direkt im Verbund liegenden Betonstählen auf Spannglieder übertragen werden.

Im Ergebnis der durchgeführten Ausziehversuche wurde unter wechselnder Belastung für glatte Spannstähle und Spannstahllitzen eine Abminderung der übertragbaren Verbundspannung festgestellt. Bezug nehmend auf eine wirkende Querdruckbeanspruchung ist eine deutliche Erhöhung des Reibverbundes erkennbar. Durch eine Querdruckbeanspruchung von 4 MN/m^2 wurde der Reibungsverbund um ca. 40 % erhöht. Ein Einfluss auf den Haftverbund infolge Querdruck wurde nicht erkannt. Der Beginn des Schlupfes wurde bei einer bezogenen Verbundspannung $\tau/\sqrt{f_{c,m}} \approx 0,18$ festgestellt. Die Zunahme des Reibungsverbundes mit steigendem Querdruck ist in Bild 2.42 b) dargestellt.

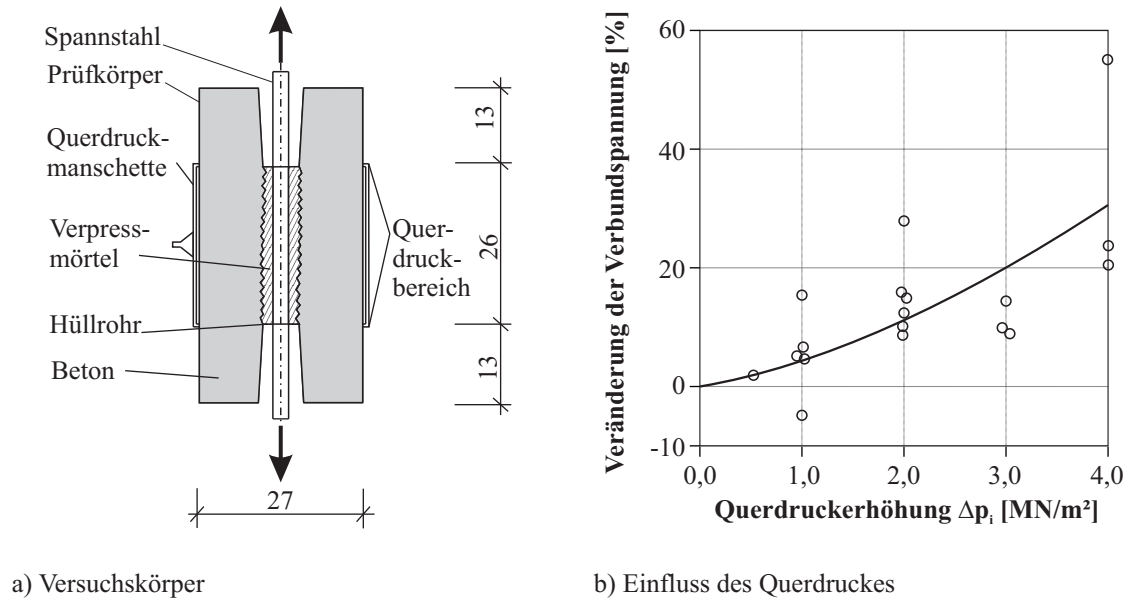


Bild 2.42: Versuchskörper und Einfluss des Querdruckes auf den Reibungsverbund aus TROST ET AL. [117]

Der Einfluss der verschiedenen Materialeigenschaften des Verpressmörtels und des Betons auf den Verbund wird von TROST mit Hilfe des Verhältnisses der Druckfestigkeiten des Verpressmörtels zum Beton beschrieben, vgl. Gl. (2.38).

$$\eta = \frac{f_{cm, VPM}}{f_{cm}} \quad (2.38)$$

Unter Annahme einer Druckfestigkeit des Verpressmörtels, die einem Beton B35 entspricht, und eines Konstruktionsbetons B45 ergibt sich dieser Wert zu 0,8. TROST erweitert diesen Ansatzes unter Verwendung des Verhältnisses der Verbundspannungen des Spannstahles und Betonstahles nach Gl. (2.39):

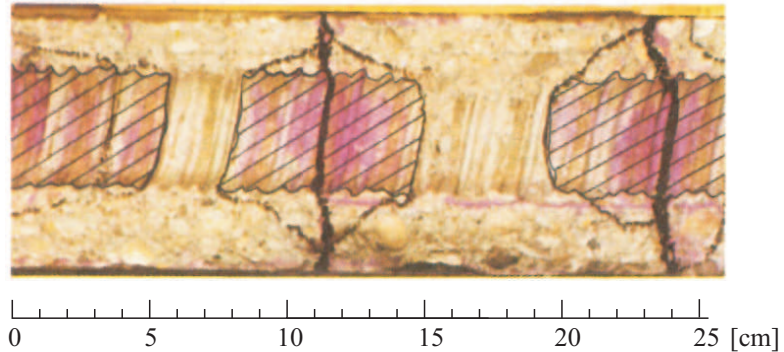
$$\xi = \frac{\tau_{0,1mm,p}}{\tau_{0,1mm,s}} \quad (2.39)$$

Hierbei wurden die ermittelten Verbundspannungen der jeweiligen Bewehrung bei einem Schlupf von 0,1 mm betrachtet. Unter der Annahme, dass aufgrund des geringeren Durchmessers des Betonstahls gegenüber dem Spannstahl eine um 20 % geringere Verbundfestigkeit des Spannstahles erreicht wird, werden die in Tabelle 2.2 genannten Verbundbeiwerte hergeleitet.

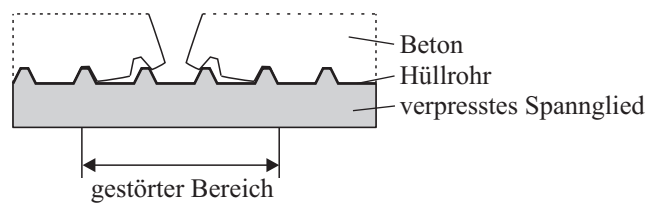
Wie Bild 2.43 zeigt, stellten TROST ET AL. anhand von Verfärbungen den Bereich des gestörten Verbundes im Bereich von Trennrissen dar. Dieser Bereich ist auf einer Länge von ca. 7 cm zu erkennen. Dies entspricht in diesem Beispiel etwa dem 1,5-fachen Hüllrohrdurchmesser. Der Bereich ist durch das Ablösen des Betons vom Hüllrohr gekennzeichnet. Wird das im Hüllrohr im Verbund liegende Spannglied in Analogie zu einem Betonstahl betrachtet, so treten im gestörten Bereich große Dehnungen auf. Bei einem völligen Ablösen des Betons, verbunden mit dem Verlust der Reibung, treten die Dehnungen des Stahles im reinen Zustand II auf.

Tabelle 2.2: Verbundbeiwerte für den Verbund nach TROST ET AL. [117]

Spannstahl	bezogene Rippenfläche f_R	Verbund- beiwert ξ
Ø 26 glatt	0	0,20
7 Ø 7 glatt	0	0,20
8 Sigma Oval 40	0,016	0,31
3 Litzen Ø 0,6	0,022	0,35
Ø 26,5 gerippt	0,077	0,64



a) Bereiche des gelösten Verbundes



b) Bereich des gestörten Verbundes

Bild 2.43: Rissbildung am Hüllrohr und Bereiche des gestörten Verbundes aus TROST ET AL. [117]

JANOVIC ET AL. (1977, 1984)

JANOVIC ET AL. [54] untersuchten Spannbetonbauteile mit Vorspannung im nachträglichen bzw. ohne Verbund. Eine zusammenfassende Übersicht der Versuche ist in Tabelle 2.3 gegeben. Zusätzlich wurden Versuche mit gleicher Geometrie mit Betonstahl BSt 42/50 durchgeführt, welche in Hüllrohre ohne Verbund eingebaut und vorgereckt wurden.

Tabelle 2.3: Versuche von JANOVIC ET AL. [54]

Serie	Anzahl Prüfkörper	Geometrie L×B×H [cm ³]	Beton f_c [N/mm ²]	Bewehrung	
				Spannstahl Anzahl / Art	Stahlsorte
1	2	160 × 10 × 15	43,4	Ø 26	St 110/125
2	2			Ø 25 GEWI	BSt 42/50
3	2			7×Ø 8 Litze	St 145/160

Ausgehend von den Versuchen mit Betonstäben, bei denen die gemessene Rissbreite an der Betonoberfläche größer als die an der Stahloberfläche war, sollte eine Analogie zum Spannbeton hergestellt werden. Es erfolgte ein Rückschluss auf den Korrosionsschutz des im Hüllrohr liegenden Spanngliedes mit nachträglichem Verbund. Dieser zusätzliche Korrosionsschutz wurde durch die Verjüngung der Risse zum Hüllrohr hin und durch eine feine Verteilung der Risse im Einpressmörtel erhöht.

JANOVIC & KUPFER [53] beschrieben weiterhin einaxiale Biegeversuche an bauteilgroßen, nachträglich teilweise vorgespannten Stahlbetonplatten. Es wurde der Einfluss der unterschiedlichen Verbundeigenschaften des Betonstahls und des im Hüllrohr liegenden glatten bzw. gerippten Spannstahls herausgearbeitet. Die Probekörper wurden mit unterschiedlichen Bewehrungsdurchmessern hergestellt (vgl. Tabelle 2.4). Die Anordnung der Spannglieder erfolgte an der Unterseite der Probekörper in der Zugzone unter Biegeeinfluss.

Tabelle 2.4: Zugversuche von JANOVIC, 1984 [53]

Serie	Anzahl Prüfkörper	Geometrie L×B×H [cm ³]	Beton f_c [N/mm ²]	Betonstahl [mm]	Bewehrung	
					Spannstahl Anzahl / Art	Stahlsorte
1	1	700×150×30	37,7	6 Ø 20	glatt 2 Ø 26	St 1080/1330
2	1	700×150×30	46,6	6 Ø 20	glatt 2 Ø 26	St 1080/1330
3	1	700×150×30	38,7	6 Ø 20	GEWI 2 Ø 26,5	St 1080/1230
4	1	700×150×30	41,0	13 Ø 14	glatt 2 Ø 26	St 1080/1230
5	1	700×150×30	40,7	20 Ø 7	GEWI 2 Ø 14	St 1325/1470

Im Ergebnis führten JANOVIC & KUPFER aus, dass ein Spannungssprung in der Bewehrung unmittelbar nach der Rissbildung nur bei reiner Zug- bzw. Zug-Biege-Beanspruchung zu verzeichnen war. Weiterhin wurde ermittelt, dass die Spannungsumlagerung infolge der unterschiedlichen Verbundeigenschaften von Spann- bzw. Schlaffstahl bei Erstbelastung den größten Wert erreicht. Bei wiederholter Belastung sank die Spannungsumlagerung zwischen Spannstahlbewehrung und schlaffer Bewehrung. Eine lineare Abhängigkeit der Rissbreite zur rechnerischen Stahlspannung mit Berücksichtigung der anteiligen Stahlflächen des Spannstahles und der schlaffen Bewehrung bei weiterer Laststeigerung konnte festgestellt werden.

THORMÄHLEN (1978)

THORMÄHLEN [115] führte eine Reihe von Versuchen an teilweise bzw. beschränkt vorgespannten Bauteilen durch. Im Wesentlichen sollte der Einfluss von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund auf die

Rissbildung, die Rissbildung in unmittelbarer Umgebung des Spanngliedes (innere Rissbildung) und das Zusammenwirken von Spanngliedern und Zulagebewehrung bei der Rissbildung geklärt werden. Es wurden 18 Zugversuche an Dehnkörpern mit den Maßen $10 \times 45 \times 240 \text{ cm}^3$ durchgeführt (vgl. Tabelle 2.5). Der Einfluss der Spannglieder auf die Rissbildung wurde in sechs Versuchen ohne schlaffe Bewehrung, das Zusammenwirken von Spanngliedern mit schlaffer Bewehrung hingegen in zwölf Versuchen untersucht.

Tabelle 2.5: Zugversuche von THORMÄHLEN [115]

Serie	Anzahl Prüfkörper	Geometrie $L \times B \times H$ [cm ³]	Beton f_c [N/mm ²]	Bewehrung		
				Betonstahl [mm]	Spannstahl Art / Anzahl	Stahlsorte
1	1			-	glatt 2 Ø 26	St 835/1030
	1			6 Ø 6	glatt 2 Ø 26	St 835/1030
	1			6 Ø 12	glatt 2 Ø 26	St 835/1030
2	1			6 Ø 6	glatt 2 Ø 26	St 835/1030**
	1			6 Ø 12	glatt 2 Ø 26	St 835/1030**
3	2	für	für	-	gerippt 2 Ø 26,5	St 835/1030
	1	alle	alle	6 Ø 6	gerippt 2 Ø 26,5	St 835/1030
	1	Versuche	Versuche	6 Ø 12	gerippt 2 Ø 26,5	St 835/1030
4	1			-	Sigma oval 2×8 Ø 26,5	St 1420/1570
	1	210×45×10	45,3*	6 Ø 6	Sigma oval 2×8 Ø 26,5	St 1420/1570
	1			6 Ø 12	Sigma oval 2×8 Ø 26,5	St 1420/1570
5	1			-	glatt 2×7 Ø 7	St 1470/1670
	1			6 Ø 6	glatt 2×7 Ø 7	St 1470/1670
	1			6 Ø 12	glatt 2×7 Ø 7	St 1470/1670
6	1			-	Litze 2×3 Ø 0,6	St 1570/1770
	1			6 Ø 6	Litze 2×3 Ø 0,6	St 1570/1770
	1			6 Ø 12	Litze 2×3 Ø 0,6	St 1570/1770

* es erfolgte nur die Angabe des Mittelwertes aller Versuche

** ohne Verbund

Neben den in Tabelle 2.5 aufgeführten Versuchen untersuchte THORMÄHLEN an Zuggliedern die Rissbildung. In allen Versuchen konnte THORMÄHLEN mittels Injektionsverfahren eine innere Rissbildung im Hüllrohr feststellen. Hierfür wurde eine Phenolphthalein-Methylalkohol-Lösung verwendet. Weiterhin wurden am Spannstahl beginnende bis an die Betonoberfläche durchgehende Risse festgestellt. Neben diesen Haupt- und Folgerissen traten an der Grenzfläche zwischen Hüllrohr und umgebenden Beton ebenso innere Risse infolge lokaler Überschreitung der Betonzugfestigkeit auf. Eine Darstellung des Rissbildes an der Grenzfläche zwischen Hüllrohr und Beton eines zentrisch gezogenen Stabes ist in Bild 2.44 gegeben. Durch die innere Rissbildung im Verpressmörtel bildeten sich Druckstreben, die eine Rissbildung außerhalb des Hüllrohres hervorriefen. Innerhalb des Hüllrohres bildeten sich eine Vielzahl von Rissen mit kleinerer Rissbreite, im umgebenden Beton trat ein größerer Rissabstand auf. Der Nachweis des Übergangs von der inneren zur äußeren Rissbildung gelang nur mit Hilfe der Verwendung eines Feinkornbetons. Es konnte bei der Durchführung dieser Versuche festgestellt werden, dass unmittelbar mit dem Auftreten von durchgehenden Rissen (Haupt- und Folgeriss) auch Risse innerhalb des Hüllrohres an der Verbundfuge auftraten.

Mit Blick auf die Längsrissbildung wird das Hüllrohr als selbständiger Bewehrungsstab betrachtet. Der Einfluss der Betondeckung wurde anhand von zwei Versuchen mit Betondeckungen von 2 cm (Ø 43 mm) bzw. 3,1 cm (Ø 63 mm) untersucht. Beim Versuch mit einer Betondeckung von 2 cm traten Quer- und Längsrisse

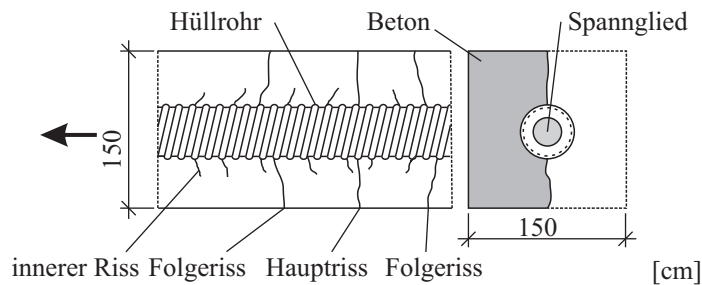


Bild 2.44: Rissbildung im Bereich der Hüllrohroberfläche nach THORMÄHLEN [115]

gleichzeitig auf, bei einer Betondeckung von 3,1 cm traten zuerst Querrisse und nach weiterer Laststeigerung Längsrisse auf.

Die Ergebnisse der Versuche lassen THORMÄHLEN schließen, dass bei vollständig verpressten Spanngliedern die gleichen Gesetzmäßigkeiten wie bei direkt einbetonierten Betonstählen gelten. Die Bestimmung der differierenden Verbundeigenschaften der verschiedenen Bewehrungsarten erfolgt analog zu TROST ET AL. [117] Gl. (2.39).

HAGEN (1984)

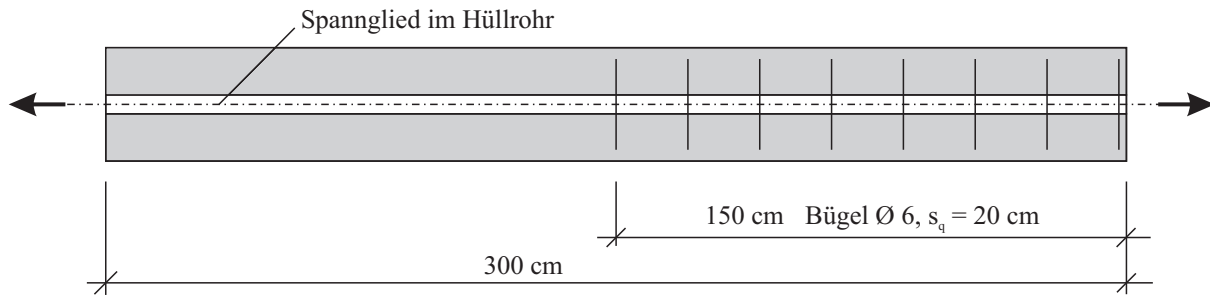
HAGEN [44] untersuchte in Zugversuchen das Verbundverhalten von Spanngliedern im nachträglichen Verbund unter besonderer Berücksichtigung der Spaltrisse infolge der auftretenden Ringzugkräfte. Eine Zusammenstellung der durchgeführten Versuche ist in Tabelle 2.6 gegeben. Die durch die Sprengwirkung hervorgerufenen Längsrisse verändern nachhaltig die Gebrauchstauglichkeit einer Konstruktion. Untersuchungen von THORMÄHLEN [115] haben gezeigt, dass die Gefahr einer solchen Längsrissbildung mit steigender Verbundgüte und größer werdendem Hüllrohrdurchmesser zunimmt.

Tabelle 2.6: Versuche von HAGEN [44]

Serie	Anzahl		Geometrie		Spannstahl		Querschnitt	Betondeckung
	Prüfkörper	Länge [m]	Anzahl / Art	Stahlsorte	b × d [cm ²]	cm		
1*	3	3	19 Litzen Ø 0,6	St 1570/1770	34 × 34	12,0		
					26 × 45	8,1		
					16 × 70	3,0		
2**	3	3	7 Litzen Ø 0,6	St 1570/1770	29 × 29	12,0		
					16 × 53	4,9		
					12 × 70	3,0		
3***	3	3	19 Ø 15, gerippt	St 885/1080	36 × 36	12,0		
					30 × 43	9,1		
					18 × 70	3,0		

* Hüllrohr 90,0/97,8 mm; ** Hüllrohr 55,0/62,5 mm; *** Hüllrohr 110,0/117,8 mm

Die untersuchten Bauteile wiesen keine Vorspannung auf. Es wurden zwei verschiedene Arten von Zugversuchen mit dem Ziel der Untersuchung der Sprenggrisswirkung infolge der Spannglieder durchgeführt. Anhand von neun Versuchskörpern wurde der Einfluss von unterschiedlichen Spanngliedern mit unterschiedlichen Betondeckungen bei Beibehaltung der Betonquerschnittsfläche auf die Sprenggriss- und Querrissbildung untersucht. Die Zugkörper mit einer Länge von 3 m wiesen lediglich auf einer Länge von 1,5 m eine umlaufende Bügelbewehrung auf (vgl. Bild 2.45).

**Bild 2.45:** Skizze Versuchskörper nach HAGEN [44]

Weiterhin wurde in einer zweiten Versuchsreihe der Einfluss der Lage des Spanngliedes im Querschnitt auf die Rissbildung geprüft. Eine Übersicht über diese Versuche ist in Bild 2.46 gegeben.

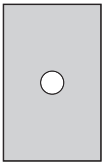
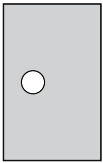
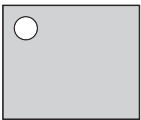
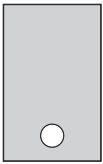
Prüfserie	Prüfkörper	Hüllrohr-lage	Querschnitt [cm]	Betondeckung [cm]	Bewehrung
S1	1 2 3		34/34 26/45 16/70	12,0 8,1 3,0	auf halber Körperlänge Bügel Ø 6/15cm
S2	1 2 3		34/60	3,0 6,0 9,0	
S3	1 2 3		34/60	3,0 6,0 9,0	
S4	1 2 3		15/50 21/50 27/50	3,0 6,0 9,0	

Bild 2.46: Einfluss der Lage des Spanngliedes auf die Rissbildung aus HAGEN [44]

Die Rissbilder der Zusatzserie sind in Bild 2.47 dargestellt. Anhand der gezeigten Rissbilder ist der Einfluss der Betondeckung auf das Rissbild zu erkennen. Neben der Zerstörung des Bauteiles über die gesamte Querschnittsbreite im Bild 2.47 c) konnte auch die lokale Absprengung der Betondeckung, wie in Bild 2.47 a) dargestellt, beobachtet werden. In beiden Fällen wird das Verbundverhalten nachteilig beeinflusst, da sich mit der Bildung von Längsrissen größere Verschiebungen zwischen Spannstahl und Beton einstellen. Mit zunehmender Längsrissbreite verringert sich die übertragbare Verbundspannung infolge Reibung. Neben der Beeinflussung des Verbundes wurde die Abhängigkeit der Bruchlast von der bezogenen Betondeckung des Hüllrohres c_H/d_H , wie in Bild 2.48 gezeigt, dargestellt.

Anhand der Grafik ist die Zunahme der erreichten Bruchlasten mit steigendem Verhältnis von Betondeckung zu Hüllrohrdurchmesser in Abhängigkeit von einer vorhandenen Bügelbewehrung zu erkennen. Mit zunehmendem Verhältnis der Betondeckung zum Hüllrohrdurchmesser c_H/d_H steigt die Tragfähigkeit und die Gefahr der Spaltrissbildung sinkt, mit abnehmender Betondeckung nimmt die Längsrissbildung zu und die Verbundwirkung ab. Eine Verringerung der Längsrissbreite wurde durch die Querbewehrung erreicht. Eine vorhandene Querbewehrung konnte lediglich geringfügig die Höhe der längsrisserzeugenden Kraft steigern. Das Auftreten von Längs- bzw. Spaltrissen entlang des Hüllrohres ist nach HAGEN immer an die Bildung von Querrissen gekoppelt. Spaltrisse bildeten sich unmittelbar nach einer Querrissbildung infolge der Überschreitung der lokalen Zugfestigkeit. Aufgrund der Verzahnung von Hüllrohr und Einpressmörtel wurde kein vollständiger Verlust der Verbundwirkung festgestellt. Jedoch führten die Spaltrisse zu größeren Verschiebungen zwischen Stahl und Beton und damit verbunden zur Umlagerung der Verbundspannung in weiter vom Rissufer entfernte Bauteilbereiche. Mit beginnender Längsrissbildung wurde die Beanspruchung der Spannstähle auf die verbundsteiferen Bewehrungsstäbe übertragen, d. h. die Spannungsumlagerung nahm zu. Die übertragene Verbundspannung der Spannglieder nahm ab und infolge dessen sank die vom Spannglied ausgehende Sprengwirkung.

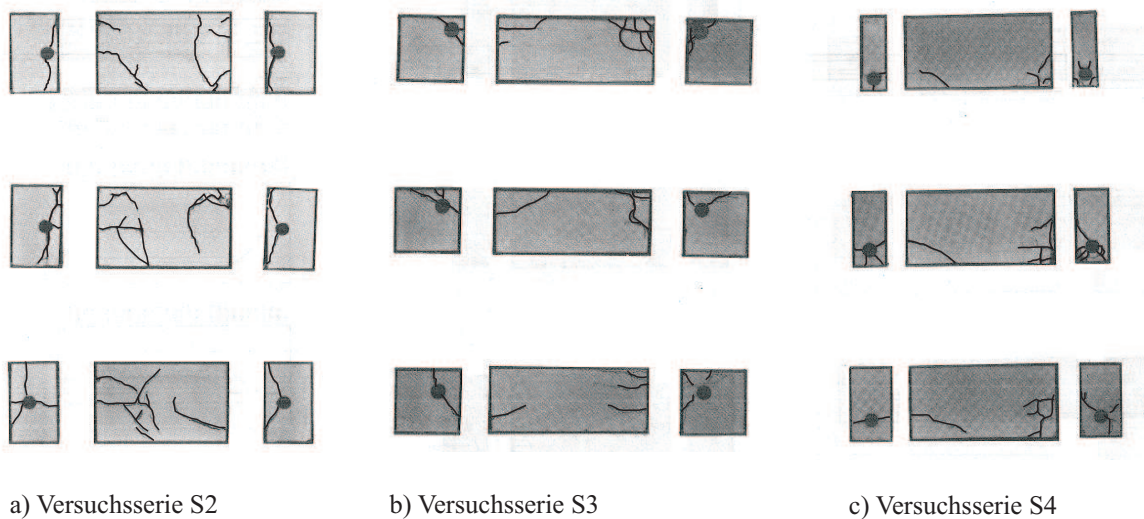


Bild 2.47: Rissbildung der Zusatzversuche aus HAGEN [44]

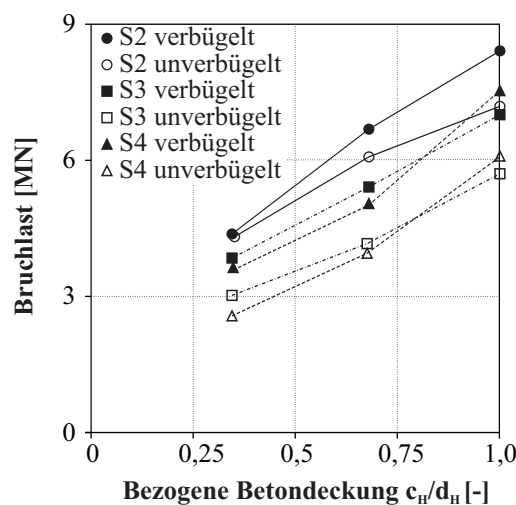


Bild 2.48: Übersicht der aufgetretenen Bruchlasten aus HAGEN [44]

TUE & KÖNIG (1993)

TUE & KÖNIG stellen in [119] die Ergebnisse von 23 Zugversuchen an nicht vorgespannten Zugkörpern mit Spanngliedern im nachträglichen Verbund dar. Anhand von großen Versuchskörpern wurden die beiden Risszustände des Erstrisszustandes und der abgeschlossenen Rissbildung untersucht. Eine Spaltrissbildung konnte durch eine ausreichende Betondeckung von 50 mm ausgeschlossen werden. Eine Übersicht aller durchgeführten Versuche ist in Tabelle 2.7 gegeben. TUE & KÖNIG kombinierten einen konstanten Querschnitt eines 1,80 m langen Versuchskörpers mit gerippten und glatten Spannstählen unterschiedlichen Durchmessers. Weiterhin wurden sieben Versuche mit Spannlitzen durchgeführt. Der Bewehrungsgrad betrug hier 1,05 %.

Im Ergebnis der Versuche wurde festgestellt, dass

- die Spannung im Riss im Spannstahl geringer als im Bewehrungsstahl war,
- die Spannungen mit zunehmendem Rissabstand aufeinander zuliefen, wobei der Spannstahl zwischenzeitlich eine höhere Spannung aufwies,
- mit zunehmender Lastwechselzahl sich die Verbundfestigkeit einem konstanten Wert annäherte und
- beim abgeschlossenen Rissbild die Verbundkraft infolge wiederholter Belastung sank.

Tabelle 2.7: Versuche von TUE [119]

Serie	Anzahl	Geometrie	Beton	Betonstahl	Spannstahl	
	Prüfkörper	$L \times B \times H$ [cm ³]	f_c [N/mm ²]		Art	Stahlsorte
1	1	in allen	55,88	bei	gerippt Ø 26,5	St 835/1080
2	6	Versuchen	57,1	allen	gerippt Ø 26,5	St 835/1080
3	7	180×40×30	54,49	4Ø20	glatt Ø 26	St 835/1080
4	2		53,69		glatt Ø 32	St 835/1080
5	7		54,04		Litzen 1260 mm ²	St 835/1080

Der Verlauf der Dehnungen in Abhängigkeit des Rissbildes und des Abstandes zum Rissufer ist in Bild 2.49 dargestellt. Im Allgemeinen weist der im Hüllrohr liegende Spannstahl eine geringere Verbundfestigkeit als der im Beton eingebettete Bewehrungsstahl auf. Das bedeutet, dass der Spannstahl im Zustand II b eine geringere Spannung als im rechnerischen Zustand II aufweist. Der Verminderung der Spannstahlspannung folgend wird die Spannung im Betonstahl durch Umlagerungseffekte erhöht, als Umlagerungseffekt wird das Verhältnis der Spannungen im Betonstahl σ_s und Spannstahl σ_p gemäß Gl. (2.40) bezeichnet.

Es ist zu erkennen, dass der Umlagerungseffekt keinen konstanten Wert über die Einleitungslängen l_{sR} und l_{pR} annimmt. Zwischen den Rissen befindet sich der Ankerpunkt der Bewehrung, die gegenseitige Verschiebung zwischen Bewehrung und Beton (Schlupf) ist dort Null.

$$f_u = \frac{\sigma_s}{\sigma_p} \quad (2.40)$$

Darüber hinaus wurden Angaben zum Umlagerungseffekt getroffen und mathematisch beschrieben. Nach Überwindung des Einzelrisszustandes hängt die Verbundkraft nach TUE [119] im Wesentlichen von

- dem Rissabstand,
- der Verbundqualität und
- dem Lastniveau

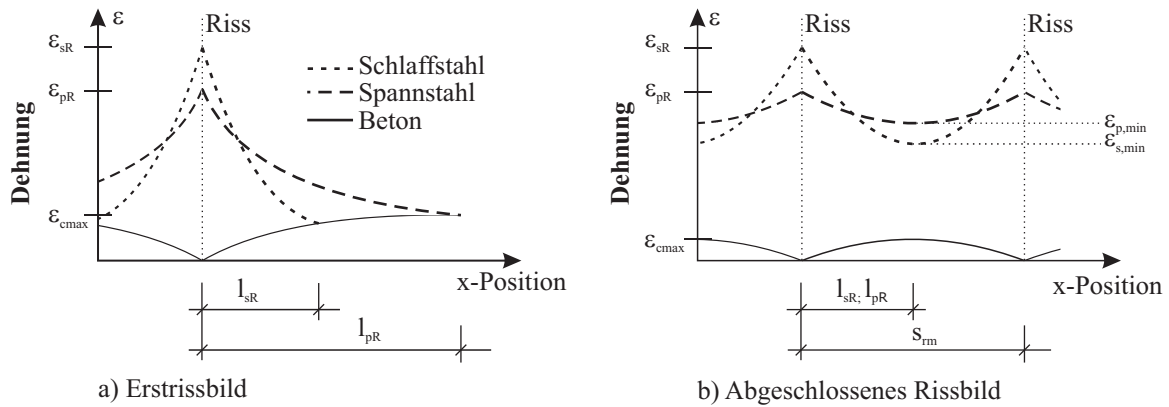


Bild 2.49: Mögliche Dehnungsverläufe von Stahl und Beton nach TUE & KÖNIG [119]

ab. Zur Bestimmung der Verbundbeiwerte werden von TUE die folgenden Angaben getroffen. Ausgehend von einem allgemeinen Verbundgesetz nach Gl. (2.41)

$$\tau = C \cdot s^n \quad (2.41)$$

wurde für den Spannstahl die mittlere Verbundspannung nach Gl. (2.42)

$$\tau_{pm} = C_p \cdot \frac{s^{n_p}}{1 + b_p \cdot n_p} \quad (2.42)$$

und für den Schlaffstahl nach Gl. (2.43) mit

$$\tau_{sm} = C_s \cdot \frac{s^{n_s}}{1 + b_s \cdot n_s} \quad (2.43)$$

angegeben.

Hierbei sind

- n_p , C_p Konstanten zur Beschreibung des Verbundgesetzes für Spannstahl,
- n_s , C_s Konstanten zur Beschreibung des Verbundgesetzes für Schlaffstahl,
- b_p , b_s Funktionsverläufe für die Bewehrungsart und
- s der Schlupf zwischen Beton und betrachteter Bewehrung.

Tabelle 2.8 enthält Angaben zu den Konstanten unter statischer Belastung.

Tabelle 2.8: Verbundkonstanten nach TUE & KÖNIG [119]

Stahlart	Verbundbeiwerte	
	$n_s; n_p$	$C_s; C_p$
Betonstahl	0,3	$0,29 \cdot f_{cm}$
Spannstahl gerippt	0,3	$0,21 \cdot f_{cm,VPM}$
Spannstahl glatt	0,17	$0,55 \cdot \sqrt{f_{cm,VPM}}$
Spannstahl Litze	0,27	$0,15 \cdot f_{cm,VPM}$

Das Verhältnis der mittleren Verbundspannungen lässt sich unter Verwendung der angegebenen Beziehungen nach Gl. (2.44) angeben.

$$\xi = \frac{\tau_{pm}}{\tau_{sm}} = \frac{C_p \cdot \frac{s^{n_p}}{1+b_p \cdot n_p}}{C_s \cdot \frac{s^{n_s}}{1+b_s \cdot n_s}} \quad (2.44)$$

mit

$$\tau_{pm} = C_p \cdot \frac{s^{n_p}}{1+b_p \cdot n_p} \quad \tau_{sm} = C_s \cdot \frac{s^{n_s}}{1+b_s \cdot n_s}$$

Der Funktionsverlauf b kann mit Hilfe der im Folgenden angegebenen Beziehungen beschrieben werden. Dabei ist F_R die Kraft beim Erstriss und F die Gesamtkraft.

- Bewehrungsstahl bzw. gerippter Spannstahl

$$b_s = 1,85 \cdot \left(\frac{F_R}{F} \right)^{1,5} + 1,0 \quad (2.45)$$

- Litzen

$$b_p = 1,70 \cdot \left(\frac{F_R}{F} \right)^{1,5} + 1,0 \quad (2.46)$$

- glatter Spannstahl

$$b_s = 1,40 \cdot \left(\frac{F_R}{F} \right)^{1,5} + 1,0 \quad (2.47)$$

In der Auswertung der Ergebnisse gibt TUE im Vergleich mit den Werten nach der zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung geltenden Norm DIN 4227-1 [2] die in Tabelle 2.9 abgebildeten Werte an. Die Tabelle wurde um die Werte der zurzeit gültigen Norm DIN EN 1992-1-1 [15] für Spannglieder im nachträglichen Verbund ergänzt. Diese stimmen mit den Werten der DIN 1045-1 [13] überein.

Tabelle 2.9: Vergleich der ξ -Werte aus TUE & KÖNIG [118]

Typ des Spannstahls	ξ nach TUE		ξ nach DIN 4227	ξ nach DIN EN 1992-1-1
	Einzelriss	abgeschlossenes Rissbild		bis C50/55 und LC50/55
gerippt	0,72	0,72	0,60	0,70
Litzen	0,60	0,56	0,40	0,50
glatt	0,49	0,43	0,20	0,30
profilierte Drähte				0,60

Die in Tabelle 2.9 angegebenen Werte verdeutlichen, dass die Verbundwirkung des Spannstahles in der zum Zeitpunkt der Prüfung geltenden Norm DIN 4227-1 [2] und der darauf folgenden Norm DIN 4227 [4] unterschätzt wurde. Eine Anpassung der Werte ist in der gültigen Norm DIN EN 1992-1-1 [15] mit der Differenzierung nach Betonfestigkeiten und Verbundart erfolgt.

Bild 2.50 zeigt die ermittelten Verbundspannungen des von TUE & KÖNIG [118] eingesetzten Litzenspanngliedes in Abhängigkeit des ermittelten Schlupfes zwischen Beton und Spannstahlitze. Mit zunehmendem Schlupf nehmen die wirksamen Verbundspannungen zu und erreichen so maximale Werte von 4,5 und 5,0 N/mm².

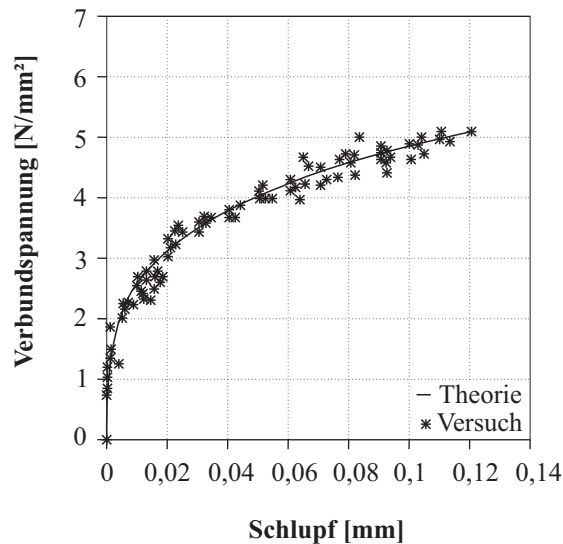


Bild 2.50: Verbund-Schlupf-Beziehung für Litzen bei statischer Belastung aus TUE & KÖNIG [118]

MARTI (1994)

MARTI [78] untersuchte das Verbundverhalten von Spannstahllitzen in Kunststoff-Hüllrohren (Bild 2.51 d)) im Vergleich mit Stahlhüllrohren (Bild 2.51 c)). Insgesamt wurden zwölf Versuche an sogenannten Verbundelementen und vier Verbundstreckenversuchen durchgeführt. Zunächst wurden Ausziehversuche mit einer Verbundlänge von 18,0 cm durchgeführt. Die Besonderheit in der Versuchsdurchführung war, dass drei Ausziehversuche innerhalb eines Bauteiles angeordnet waren (vgl. Bild 2.51 a)). Die Lasteinleitung erfolgte über Spannpressen (vgl. Bild 2.51 b)).

Die Ergebnisse der Versuche sind im Bild 2.52 dargestellt. Hier werden die Ausziehkraft-Schlupf-Beziehungen für Spannglieder in verschiedenen Hüllrohren dargestellt. Zu beachten ist, dass die Ausziehkraft mit „ Q “ auf der Ordinate und der Schlupf mit δ auf der Abszisse von MARTI aufgetragen wurden. Im Vergleich mit den Stahlhüllrohren zeigen die Kunststoffhüllrohre im niedrigen Lastbereich ein weiches Verhalten. In der Auswertung der Ausziehkraft-Schlupf-Diagramme ist bei dieser Art Hüllrohr ein deutlicher Kraftabfall nach Erreichen der Maximalkraft zu verzeichnen.

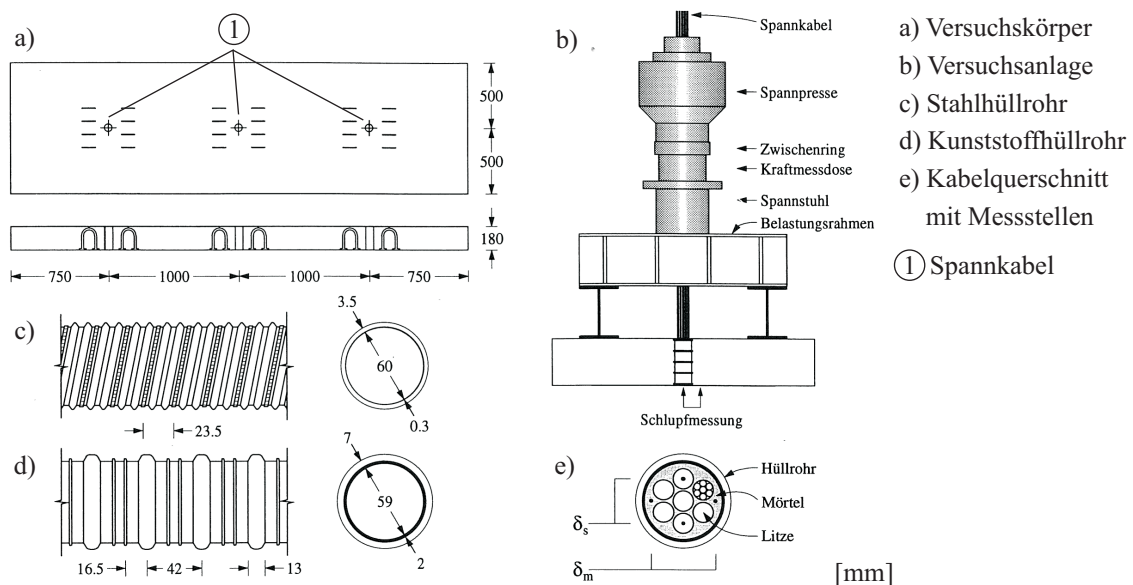


Bild 2.51: Verbundelementversuche nach MARTI [78]

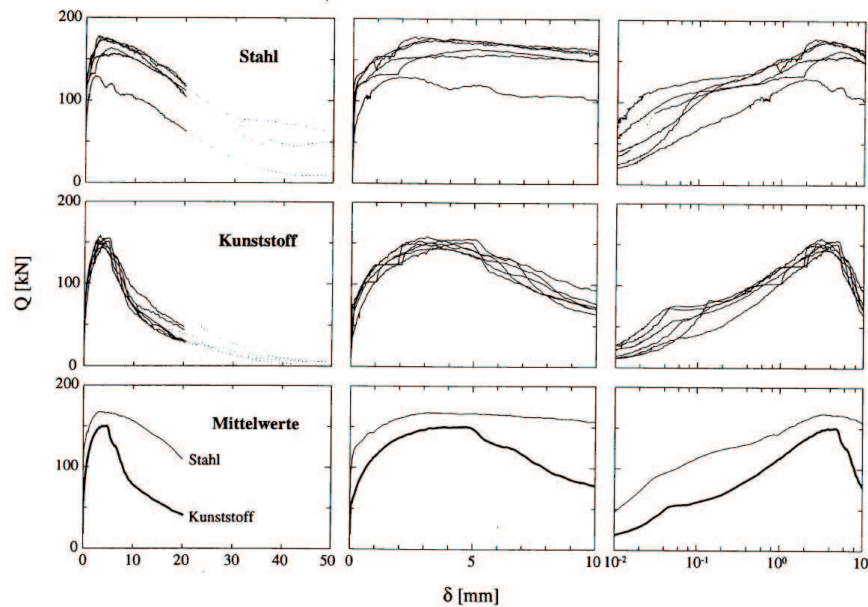


Bild 2.52: Ausziehungskraft-Schlupf-Diagramme aus Verbundelementversuchen nach MARTI [78]

Mit Hilfe von Verbundstreckenversuchen an vier Probekörpern mit den Maßen von $300 \times 30 \times 30 \text{ cm}^3$ (vgl. Bild 2.53) wurde das Verbund- und Verformungsverhalten eines zentrischen Zugstabes untersucht. Die Versuchskörper wiesen eine schlaaffe Längsbewehrung mit $4 \varnothing 10 \text{ mm}$ und eine Bügelbewehrung mit einem Durchmesser von 8 mm und einem Abstand von $s_q = 10 \text{ cm}$ auf. Die Lasteinleitungsbereiche wurden zusätzlich mit jeweils Bügeln $5 \times 2 \varnothing 12 \text{ mm}$ versehen. Die Vorspannung P_0 der Litzen im nachträglichen Verbund betrug in den Versuchen zwischen 1155 und 1092 kN , dies waren in allen Versuchen ca. 60% der Bruchlast der Spannstahllitzen. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 166 bis 173 N/s .

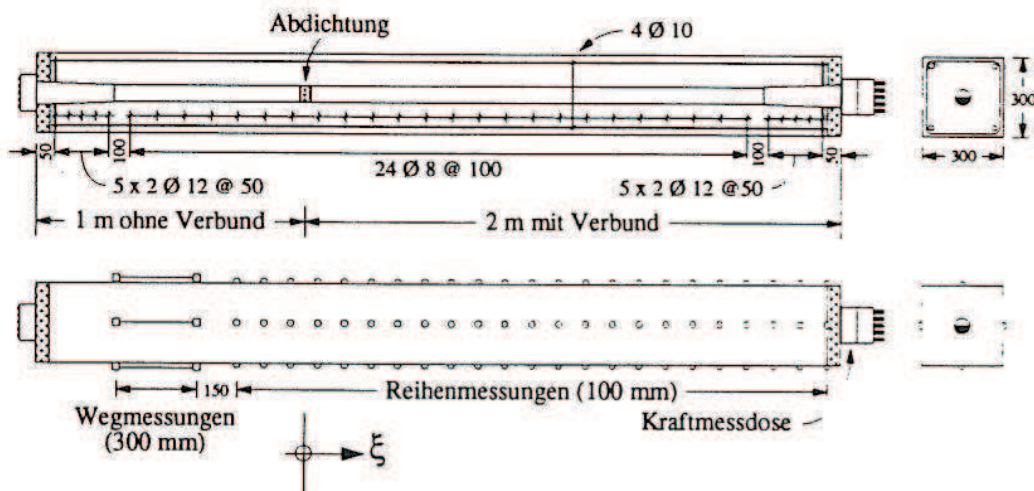


Bild 2.53: Verbundstreckenelement aus MARTI [78]

Im Vergleich der Ergebnisse konnten zwischen den Versuchen mit Kunststoffhüllrohren und Stahlhüllrohren keine wesentlichen Abweichungen der mittleren Dehnungen verzeichnet werden (vgl. Bild 2.54). Eine Rissbildung jeglicher Art wurde bei keinem Versuch beobachtet, da die eingeleitete Zugkraft geringer als die zuvor aufgebrachte Vorspannkraft war. Im Gegensatz zu den durchgeführten Ausziehversuchen stellte MARTI keine signifikanten Unterschiede im Verbundverhalten zwischen Kunststoff- und Stahlhüllrohr beim Verbundstreckenversuch fest. Unter der Annahme des Umfanges u_b der kleinsten konvexen Hülle des Lit-

zenspanngliedes und der Würfeldruckfestigkeit f_{cm} gab MARTI für eine starr-idealplastische Idealisierung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung das Verbundverhalten von Bündelspanngliedern mit der in Gl. (2.48)

$$\tau_b = 4 \cdot \sqrt{\frac{f_{cm}}{u_b}} \quad (2.48)$$

angegebenen Form an. Mit dieser Beziehung konnte ohne Berücksichtigung des Hüllrohrmaterials die Verbundspannung für praktische Zwecke ausreichend genau bestimmt werden. MARTI schlussfolgerte aus dem Vergleich der beiden Versuchsarten, dass bei Ausziehversuchen bedeutend größere Verbundspannungen zu verzeichnen sind, als es bei Versuchen mit großen Verbundlängen der Fall ist.

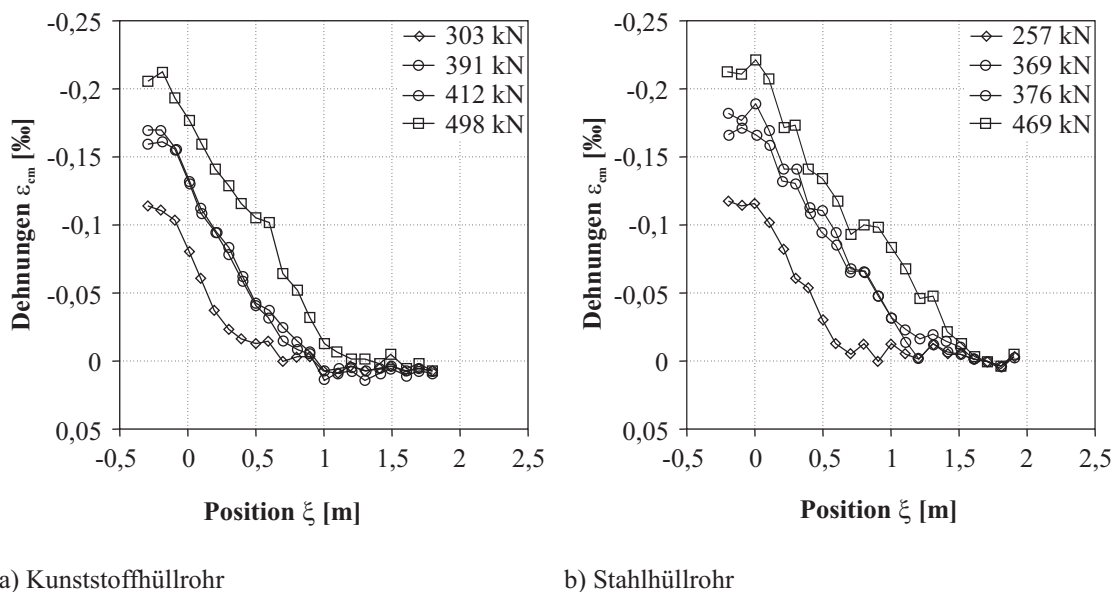


Bild 2.54: Ergebnisse Verbundstreckenversuche aus MARTI [78]

ULLNER (1997)

In der Arbeit konzentrierte sich ULLNER [121] auf das Verbundverhalten von Litzenspanngliedern mit nachträglichem Verbund unter konstanter Laststeigerung in teilweise vorgespannten Bauteilen. Die durchgeführten Versuche sollten u. a. den Einfluss

- der Spanngliedgröße,
- des Hüllrohrmaterials,
- der Hüllrohrform und
- der Belastungsrichtung

auf das Verbundverhalten von Spanngliedern klären. Hierfür wurden insgesamt elf Versuche, wie in Tabelle 2.10 dargestellt, mit unterschiedlichen Bauteilabmessungen und Bewehrungsgraden durchgeführt. Eine Einteilung der Versuche kann hinsichtlich des gewählten Querschnittes erfolgen.

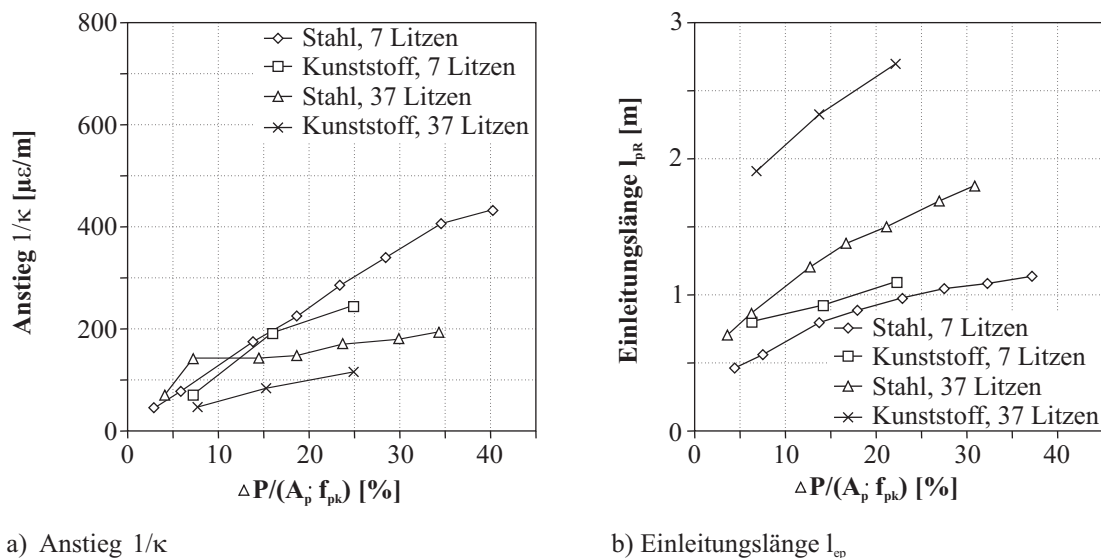
Der Einfluss der Spanngliedgröße auf das Verbundverhalten wurde anhand von vier Versuchskörpern mit Spanngliedern mit je einer, drei, sieben und 37 Litzen in Hüllrohren untersucht. Die Querschnittsfläche einer Litze betrug 150 mm^2 . In Bild 2.55 a) ist der Einfluss der Spanngliedgröße auf den Anstieg $1/\kappa$ des linearen Bereiches der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung und in Bild 2.55 b) auf die Einleitungslänge

Tabelle 2.10: Versuche von ULLNER [121]

Anzahl Prüfkörper	Geometrie $L \times B \times H$ [cm ³]	Betonart f_c [N/mm ²]	Bewehrung	
			Betonstahl [mm ²]	Spannstahl [mm ²]
2	487×28×28	48,1 / 49,7	616	1050
1	774×64×64	52,6	3041	5550
1	113×10×10	54,9	201	150
1	183×10×10	50,4	201	150
1	324×18,5×18,5	51,1	314	450
2	487×28×28	51,1	616	1050
1	253×10×10	46,8	201	150
1	864×64×64	47,7	3041	5550
1	485×21×21	50,8	452	600

l_{pR} dargestellt. Mit zunehmendem Spanngliedquerschnitt nahm der Anstieg $1/\kappa$ ab und die Eintragungslänge l_{pR} zu. Mit zunehmendem Querschnitt konnte somit eine Abnahme der übertragbaren Verbundspannung festgestellt werden.

In Anlehnung an die Versuche von MARTI [78] wurden von ULLNER Versuche mit Stahlhüllrohren und Kunststoffhüllrohren durchgeführt und dabei festgestellt, dass das Hüllrohrmaterial keinen Einfluss auf den Reibwiderstand τ_{bp0} hatte (vgl. Bild 2.56 a)). Ein Einfluss des Hüllrohrmaterials wird jedoch bei der längeren Eintragungslänge l_{pR} des Spanngliedes im Kunststoffhüllrohr sichtbar. Diese ist in den Versuchen um ca. 300 mm größer als die Einleitungslänge im Stahlhüllrohr (vgl. hierzu Bild 2.56 b)).

**Bild 2.55:** Einfluss der Spanngliedgröße in Abhängigkeit der Verbundbeanspruchung aus ULLNER [121]

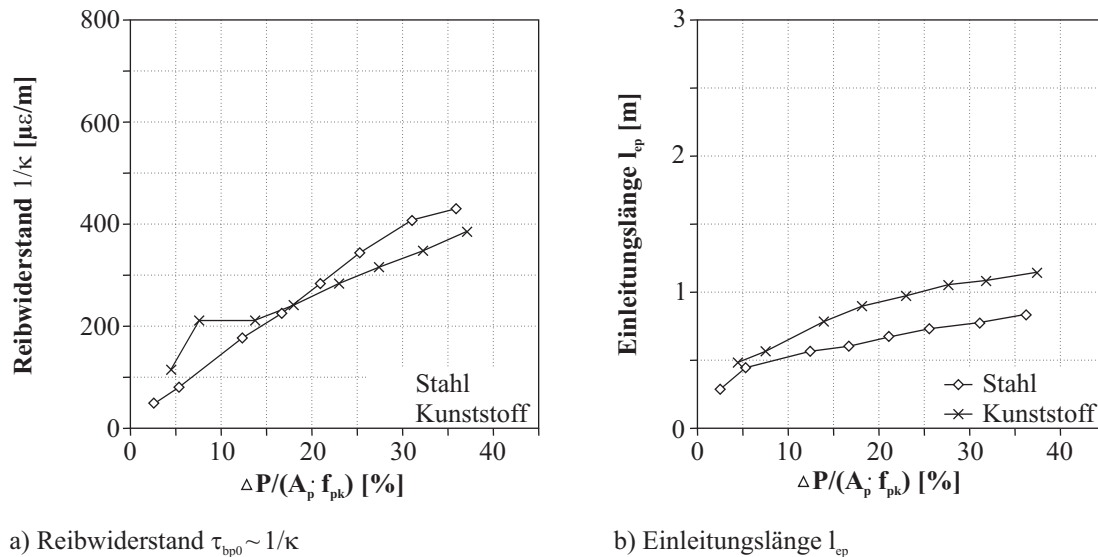


Bild 2.56: Einfluss des Hüllrohrmaterials aus ULLNER [121]

2.2.4 Bauteilversuche unter zweiachsender Zugbelastung

Die bisher vorgestellten Untersuchungen widmeten sich dem Verbundverhalten schlaffer bzw. vorgespannter Bewehrung unter einaxialer Zugbelastung. Der Einfluss des Hüllrohrmaterials und der verschiedenen Spannstahlarten wurde herausgestellt. So wurde von MARTI [78] festgestellt, dass in Kunststoffhüllrohren liegende Spannglieder ein weiches Verformungsverhalten und eine geringere Bruchlast aufwiesen. ULLNER [121] zeigte auf, dass das Material keinen signifikanten Einfluss auf den Reibwiderstand des Hüllrohres besitzt. Mit Bezug auf den Einfluss einer zweiachsendigen Zugbeanspruchung auf das Verbund- und Verformungsverhalten von gemischt bewehrten Bauteilen wurden bisher nur eine geringe Anzahl von Tests durchgeführt. Neben den häufig im Alltag anzutreffenden zweiachsendigen Spannungszuständen in allseitig gelagerten Platten bzw. punktgestützten Platten treten zweiachsendige Spannungszustände auch bei einer Reihe weiterer Bauwerke, wie z. B. in Wandscheiben, in Brücken und in Behältern, auf. Neben der schlaffen Bewehrung findet hier sehr häufig eine Spannstahlbewehrung Anwendung. Vorspannte Konstruktionen, in denen die schlaffe und die vorgespannte Bewehrung einem zweiachsendigen Spannungszustand ausgesetzt sind, sind bei mehrfeldrigen Talbrücken im Bereich der Pfeiler anzutreffen. Hier können die in der Fahrbahnplatte liegenden Spannglieder neben einer Zugbeanspruchung aus dem Stützmoment in Längsrichtung auch eine Zugbeanspruchung aus der Fahrbahnplatte senkrecht zur Bewehrungsachse erfahren. Eine mehrachsendige Beanspruchung findet sich ebenfalls in rotationssymmetrischen oder auf Biegung beanspruchten gekrümmten Konstruktionen. Als Vertreter sind hier vor allem Silos und Sicherheitsbehälter zu nennen. Erfahren erstgenannte Bauwerke planmäßig einen über die Höhe verteilten Innendruckverlauf, so werden die Sicherheitsbehälter durch eine plötzliche Innendruckerhöhung beaufschlagt. In beiden Fällen tritt ein zweiachsender Spannungszustand auf, der beim Überschreiten der Vorspannkräfte eine zweiachsendige Zugbelastung in der Bauwerkshülle nach sich zieht.

SCHULTZ ET AL. & JULIEN ET AL. (1984)

SCHULTZ ET AL. [103] & JULIEN ET AL. [55], [56] dokumentierten eine dreistufige Testreihe von Zugversuchen an Wandelementen von Containments. Im Testprogramm wurden Versuche an acht bauteilgroßen ($152,5 \times 152,5 \times 61,0 \text{ cm}^3$) Probekörpern durchgeführt. Sechs Probekörper entsprachen dabei der Ausbildung mit schlaffer Bewehrung und zwei der vorgespannten Ausbildung von Sicherheitsbehältern. Bild 2.57

zeigt den aus einer Containmentwand entwickelten Probekörper PC1. Dieser Versuchskörper enthielt neben schlaffer Bewehrung zusätzlich zueinander orthogonal angeordnete Hüllrohre.

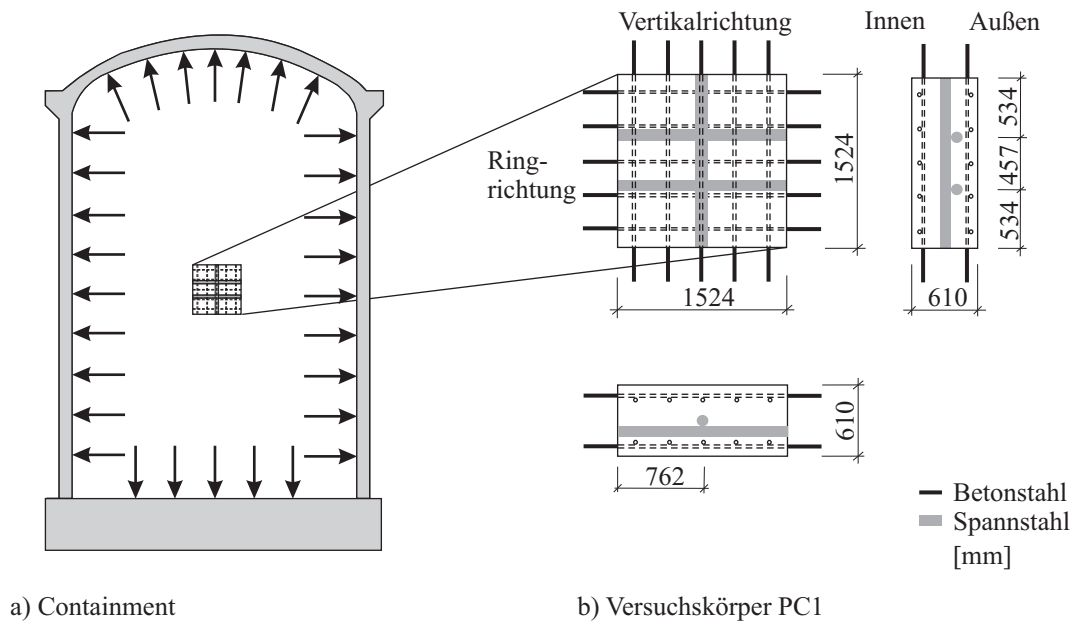


Bild 2.57: Probekörper nach SCHULTZ ET AL. [103] & JULIEN ET AL. [55], [56]

Ziel der ersten Phase des Projektes war die Untersuchung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens der Wandelemente eines Stahlbetoncontainments unter ein- bzw. zweiachsender Zugbelastung. Die Charakteristika der relevanten Versuchskörper sind in Tabelle 2.11 zusammengefasst. Zusätzlich zu den geometrischen Angaben sind in Tabelle 2.11 ebenfalls die ermittelten Erstrissspannungen angegeben.

Die durchgeführten Versuche mit innenliegenden Spanngliedern wurden ohne Vorspannung durchgeführt. In Anlehnung an die typische Bauweise mit Vorspannung ohne Verbund wurde auf die Spannglieder verzichtet. Die Lasteinleitung erfolgte über die Bewehrung in den Versuchskörper in einem Verhältnis von Längs- zu Querkraft $\sigma_1:\sigma_2$ von 2:1. Im zweiaxialen Zugversuch BA3 erfolgte zusätzlich die Lasteinleitung in die Diagonalstäbe, in den Versuchen UA3 und BA2 blieben diese unbelastet. Für die Aufzeichnung der Verformungen wurden interne und äußere Messmittel eingesetzt. So wurden neben der eingeleiteten Kraft die Dehnungen des Betons und des Bewehrungsstahles sowie die Rissweiten der Versuchskörper gemessen.

Bild 2.58 zeigt die erzielten Ergebnisse. Eine Abnahme der Betonspannung beim Erstriss in Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit ist im Bild 2.58 a) zu erkennen. Der Abbildung kann die Abnahme der Erstrissspannung mit steigendem Spannungsverhältnis $\sigma_1 : \sigma_2$ entnommen werden. Die geringere bezogene Rissspannung kann auf die Querschnittsschwächung durch das Hüllrohr zurückgeführt werden.

Im Vergleich der beiden einaxialen Zugversuche UA1 und UA3 sinkt die bezogene Erstrissspannung des orthogonal bewehrten Versuchskörpers UA3 auf 87,5 % des Versuchskörpers UA1. Infolge der senkrecht zur Zugrichtung liegenden Querbewehrung (\varnothing 32) sinkt der Betonnettoquerschnitt um 11 %, die Abnahme des Querschnittes korreliert also mit der Abnahme der Rissspannung. Die nahezu zweifache Größe der Rissspannung des Versuches UA2 gegenüber Versuch UA1 führten JULIEN ET AL. [55] auf die reduzierte Verbundlänge (76,2 cm) infolge der vorhandenen Rissformer zurück.

Im Ergebnis der Versuche ohne eingelegte Spannstahlhüllrohre wurde festgestellt (Serien UA und BA), dass bei Vorhandensein von einer senkrecht zur Zugrichtung liegenden Querbewehrung eine Verringerung der Risslast auftrat.

Die Rissbreiten der Versuche UA3 und BA3, beide wiesen ein orthogonales Bewehrungsnetz mit zusätzlicher Diagonalbewehrung auf, waren kleiner als die der Versuche UA1 und BA1 ohne Diagonalbewehrung.

Tabelle 2.11: Versuche von SCHULTZ ET AL. & JULIEN ET AL. [56]

Bezeichnung	Spaltzug- festigkeit [N/mm ²]	Zylinderdruck- festigkeit [N/mm ²]	Spannungs- verhältnis $\sigma_1 : \sigma_2$	Riss- spannung [N/mm ²]	Bewehrung Ø [mm]
UA1	3,45	25,37	1:0	2,41	Typ 1 längs 4 Ø 57
UA2	3,03	21,93	1:0	2,62	Typ 2 längs 4 Ø 57
UA3	3,31	24,41	1:0	1,45	längs Rissformer Typ 3 längs 4 Ø 57 quer 4 Ø 43
BA1	3,45	24,75	2:1	1,38	diagonal 2×2 Ø 32 Typ 4 längs 4 Ø 57 quer 4 Ø 43
BA2	3,45	26,06	2:1	1,45	Typ 5 längs 4 Ø 57 quer 4 Ø 43
BA3	3,45	24,96	2:1	1,31	diagonal 2×2 Ø 32 Typ 5 längs 4 Ø 57 quer 4 Ø 43
PC1	4,48	45,85	2:1	1,52	diagonal 2×2 Ø 32 Typ 6 längs 5 Ø 22 quer 5 Ø 22 Hüllrohr 2 + 1 Ø 89
Typ					
1	2	3	4	5	6

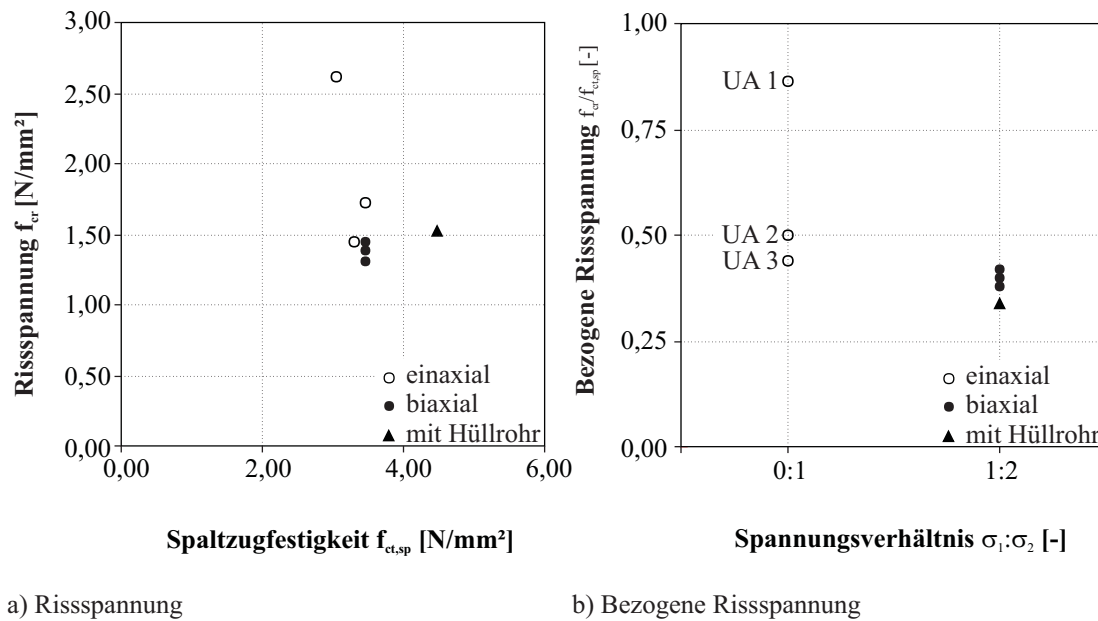


Bild 2.58: Abhängigkeit der Rissspannung nach SCHULTZ ET AL. [103] & JULIEN ET AL. [55], [56]

JULIEN ET AL. führten dies auf die Mitwirkung der diagonalen Bewehrungsstäbe zurück. Im Vergleich der zweiachial belasteten Zugkörper BA1 und BA3 wurden keine signifikanten Unterschiede in den Rissbreiten festgestellt. Versuch UA2 enthielt sogenannte Rissformer aus eingebauten Blechen, diese trennen den Versuchskörper und simulieren eine Vorschädigung. Infolge der Vorschädigung des Versuches UA2 konnten im Vergleich mit den Rissweiten des Versuches UA1 größere Rissweiten festgestellt werden. Es bleibt festzuhalten, dass die zweiachial belasteten Versuchskörper größere Rissweiten als die einaxial belasteten Versuchskörper aufwiesen.

Die gemessenen mittleren Rissabstände variierten zwischen den einzelnen Versuchsarten in Abhängigkeit der Belastungsart. SCHULTZ ET AL. [103] stellten heraus, dass unter Querzug die Längsbewehrung als Rissformer wirkte. Hier wurde ein Rissabstand von 30,5 cm ermittelt. Infolge des Längszuges stellte sich unabhängig von der senkrecht zum Längszug angeordneten Querbewehrung ein Rissabstand zwischen 45,7 cm und 61,0 cm ein. Die Rissbildung infolge Längszug beim Versuch PC1 trat über der in Querrichtung liegenden Bewehrung auf, der Abstand betrug hier ebenfalls 30,5 cm. Der mittlere der drei aufgetretenen Risse liegt über dem Hüllrohr. Infolge des Querzuges konnte ein Rissabstand von 61,0 cm festgestellt werden, die Risse traten im Bereich der eingebauten Hüllrohre auf. Neben den orthogonal verlaufenden Rissen traten auch Plattenrisse („Primary-Lamina-Cracks“) in den Versuchen UA3 und BA2 mit unbelasteter Diagonalbewehrung auf. Die Plattenrisse traten senkrecht zur Stirnfläche innerhalb des Versuchskörpers zwischen der Diagonalbewehrung auf und teilten den Versuchskörper in Scheibenebene in zwei Teile. Aussagen zur Tiefe der Risse erfolgten nicht.

Bild 2.59 zeigt das Spannungs-Dehnungs-Verhalten der schlaff bewehrten Versuchskörper. Hierzu wurde die Betonspannung σ_c nach dem Ansatz der ideellen Querschnittsfläche mit $A_i = A_{c,netto} + A_s \cdot (\alpha_e - 1)$ von JULIEN ET AL. ermittelt. Deutlich ist die geringere Betonspannung bei Erstrissspannung der zweiachial belasteten Versuchskörper zu erkennen. Weiterhin ist auch der Einfluss einer Vorschädigung auf das Verformungsverhalten von bewehrten Betonkörpern zu sehen. Eine typische Ausbildung der Spannungs-Dehnungs-Linie ist beim Versuchskörper UA2 nicht vorhanden. Durch die vorhandenen Risse infolge des kontinuierlichen Lasteintrages trat ein kontinuierliches Risswachstum auf und ein nahezu linearer Anstieg der Verformungen konnte festgestellt werden.

SCHULTZ ET AL. [103] bemerkten weiterhin, dass der Versuchskörper BA2 mit unbelasteten Diagonalstäben ein steiferes Verhalten als der Versuchskörper BA1 ohne Diagonalstäbe bzw. der Versuchskörper BA3 mit

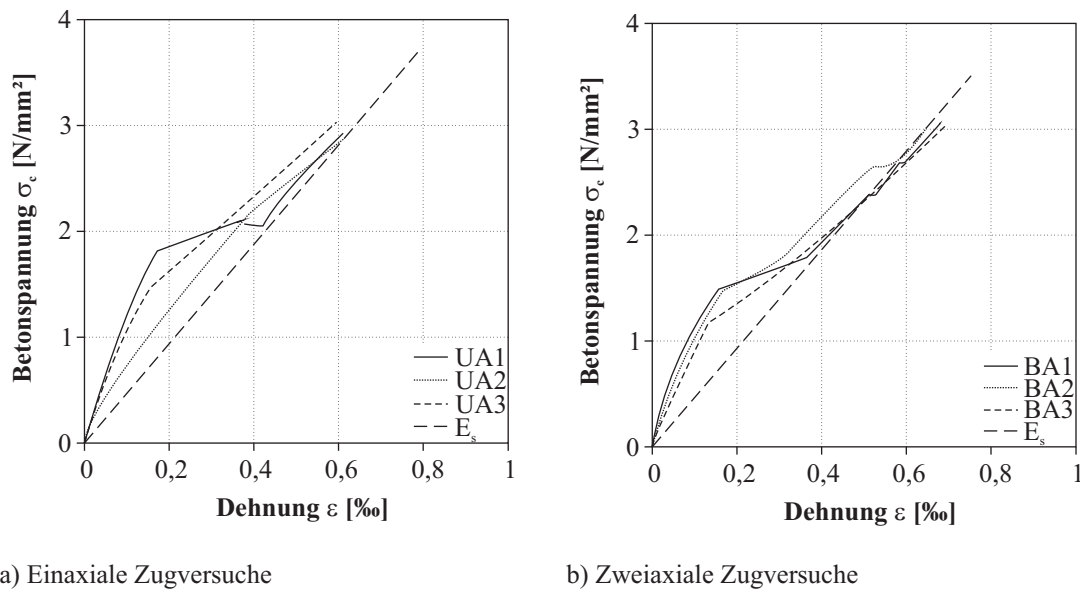


Bild 2.59: Spannungs-Dehnungs-Linien aus JULIEN ET AL. [55]

belasteten Diagonalstäben aufwies. Beide Versuche BA1 und BA3 wiesen dagegen ein nahezu identisches Verformungsverhalten auf.

Wird ein direkter Vergleich der zwei Versuchsarten herangezogen, vgl. Bild 2.60, so kann festgestellt werden, dass der Erstriss bei zweiaxialen Zugversuchen auf einem wesentlich niedrigerem Lastniveau als bei einaxialen Zugversuchen erfolgte. Ein signifikanter Einfluss auf die Steifigkeit des Versuchskörpers im Zustand I ist nicht zu erkennen. Im Bild 2.60 ist das weichere Verhalten der Probekörper im zweiaxialen gegenüber dem Verhalten im einaxialen Zugversuch im gerissenen Zustand zu erkennen.

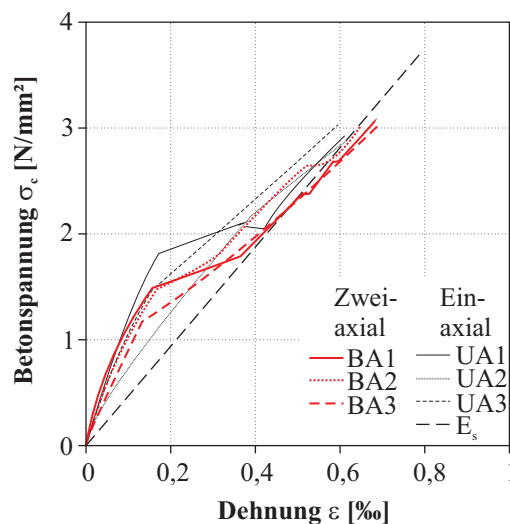


Bild 2.60: Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Linien aus [55]

CHITNUYANONDH ET AL. (1979) & SIMMONDS ET AL. (1979)

Den Auswertungen von CHITNUYANONDH ET AL. [25] und SIMMONDS ET AL. [104] liegen die gleichen Versuche zugrunde, CHITNUYANONDH ET AL. gingen dabei auf acht der insgesamt 14 Versuche an vorgespannten großformatigen Probekörpern ein, welche in ihrer Bauart und Ausführung an das Containment eines Reaktors angelehnt sind. Bild 2.61 zeigt hierzu den verwendeten Probekörper. Die in [25] nicht

betrachteten Versuche wurden zur Betrachtung spezieller Probleme von Stößen und Dichtigkeiten (Leckageratenuntersuchungen) von Containments durchgeführt. Eine komplette Beschreibung der Versuche findet sich in SIMMONDS ET AL. [104]. Die Zugversuche wurden in einem stehenden Rahmen durchgeführt, die Lasten wurden in vertikaler Richtung F_2 und in horizontaler Richtung F_1 eingeleitet. Die Lasteinleitung erfolgte über die schlaife Bewehrung und teilweise über die Spannglieder.

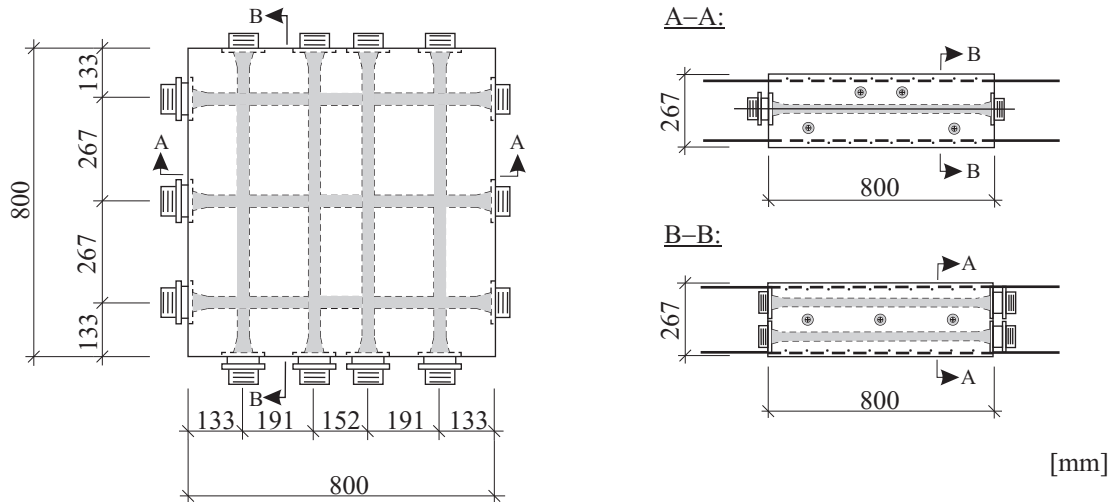


Bild 2.61: Probekörper nach CHITNUYANONDH ET AL. [25]

CHITNUYANONDH ET AL. [25] konnten anhand der Versuchsergebnisse herausstellen, dass die effektive Zugfestigkeit des Betons von der Charakteristik der Probekörper beeinflusst wird. Tabelle 2.12 führt die erzielten Ergebnisse aus SIMMONDS ET AL. [104] von 13 Versuchen mit unterschiedlichem Spannungsverhältnis auf. Der Versuch 14 wurde nicht ausreichend dokumentiert und fehlt daher in der Aufstellung. Die Lasten wurden mit dem Auftreten des ersten sichtbaren Risses aufgezeichnet, die differierenden Größen auf Seite A und B wurden auf eine Lastexzentrizität zurückgeführt. Hierzu ist zu bemerken, dass teilweise die Einleitung der Zugkraft über die exzentrisch angeordneten Spannglieder erfolgte. Eine Angabe zur Vorspannung der Versuchskörper ist enthalten. Eine Berücksichtigung des Biegeeinflusses erfolgte in Tabelle 2.12 nicht.

Tabelle 2.12: Risslasten aus SIMMONDS ET AL. [104]

Versuch	Vorspannung	Lastverhältnis	Risslast			
			Vertikallast [kN]		Horizontallast [kN]	
			Seite A	Seite B	Seite A	Seite B
4	-	1:1	356,0	267,0	267,0	267,0
7	-	1:1	334,2	445,0	365,3	365,3
5	einaxial	1:0	0	0	1246,9	1137,0
6	einaxial	1:0	0	0	823,3	872,2
1	zwei axial	2:1	1335,0	1446,3	863,3	798,0
2	zwei axial	2:1	1279,4	1335,0	816,6	890,0
8	zwei axial	2:1	1557,5	1557,5	778,8	778,8
9	zwei axial	2:1	1557,5	1335,0	809,0	809,0
3	zwei axial	1:1	1557,5	1335,0	920,3	920,3
10	zwei axial	2:1	350,0	350,0	187,0	187,0
11	zwei axial	2:1	284,0	300,0	175,0	175,0
12	zwei axial	2:1	300,0	340,0	170,0	-
13	zwei axial	2:1	-	175,0	-	150,0

Die erzielten Risslasten sind in Abhängigkeit der Kraftrichtung in Bild 2.62 dargestellt. Hierin ist deutlich die Abnahme der Erstrisslast in Abhängigkeit des Spannungsverhältnisses $\sigma_1:\sigma_2$ zu erkennen. Weiterhin wird anhand dieser Darstellung der Einfluss einer Vorspannung auf die Risskraft deutlich. Bei vorhandener Vorspannung traten größere Erstrisslasten auf.

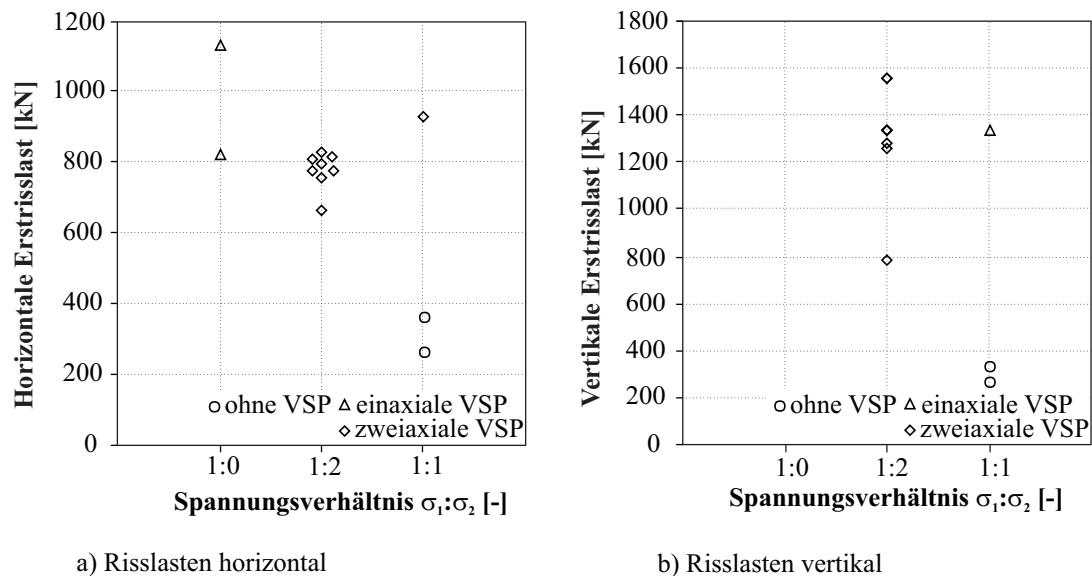


Bild 2.62: Erstrisslasten nach SIMMONDS ET AL. [104]

Unter Berücksichtigung des Biegeeinflusses auf die Erstrissspannung $f_{cr,II}$ stellten CHITNUYANONDH ET AL. einen Einfluss des Spannungsverhältnisses $\sigma_1:\sigma_2$ auf die Rissspannung fest. In Tabelle 2.13 sind die ermittelten Rissspannungen angegeben.

Tabelle 2.13: Rissspannungen aus CHITNUYANONDH ET AL. [25]

Versuch	Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ [N/mm ²]	Druckfestigkeit $f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	berechnete Zugfestigkeit $f_{cr,calc}$ [N/mm ²]	bezogene Spannungen	
				$\frac{f_{cr,calc}}{f_{ct,sp}}$	$\frac{f_{cr,calc}}{\sqrt{f_{c,cyl}}}$
4	3,70	38,55	1,77	0,48	0,28
7	2,15	22,69	1,16	0,54	0,24
5	3,06	39,24	2,68	0,88	0,43
6	2,24	31,31	1,54	0,69	0,27
3	2,94	39,24	1,58	0,54	0,25
1	3,38	35,10	2,12	0,63	0,36
2	3,01	30,76	1,20	0,40	0,22
8	2,92	33,93	2,21	0,76	0,38
9	3,01	27,03	1,52	0,51	0,29

Wie den Darstellungen in Bild 2.63 a) und b) entnommen werden kann, nahmen die bezogenen Rissspannungen unter einer zweiachialen Zugbelastung ab. Für die Auswertung des Einflusses einer zweiachialen Zugbelastung wurden ausschließlich die Versuche 1 bis 8 von CHITNUYANONDH ET AL. herangezogen. Versuch 9 wurde aufgrund eines horizontalen Bewehrungsstoßes in vertikaler Prüfkörperachse mit einer Übergreifungslänge von $l = 38,1$ cm nicht zur Auswertung herangezogen. Es wurde festgestellt, dass im Bereich des Stoßes infolge eingeleiteter Vertikalzugkraft vermehrt horizontal ausgerichtete Risse auftraten. Die Versuche 12 und 13 wurden unter einem exzentrischen Lasteintrag geprüft und wurden daher nicht dargestellt. Diese Beanspruchungssituation lässt sich im Containment u. a. beim Übergang zwischen Zylinderschale und Kuppel finden.

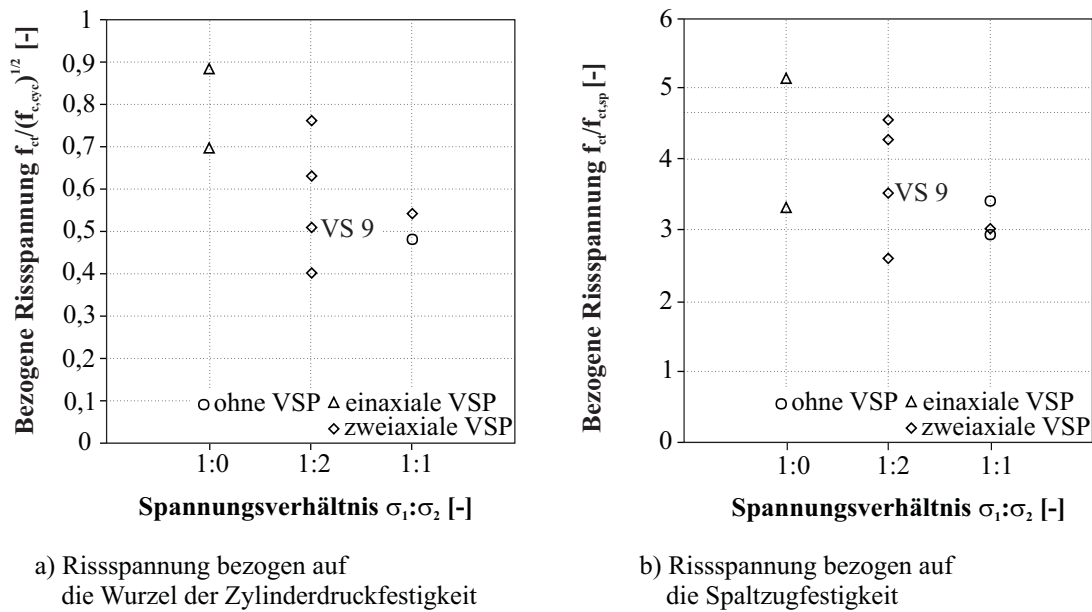


Bild 2.63: Einfluss einer zwei axialen Zugeinwirkung auf die bezogene Erstrissspannung aus CHITNUYANONDH ET AL. [25]

Werden die erzielten Erstrissspannungen im Spannungsverhältnis $\sigma_1 : \sigma_2 = 1:1$ auf die Ergebnisse der einaxialen Zugversuche (Versuche 5 und 6) bezogen, so ergibt sich eine Verminderung der bezogenen Erstrissspannungen unter zwei axialer Zugbelastung auf 69 % im Bild 2.63 a) bzw. auf 72 % im Bild 2.63 b).

Für die Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens unter Zugbelastung wurde von CHITNUYANONDH ET AL. die in Gl. 2.49 dargestellte Form gefunden. Die Zugfestigkeit f_{ct} des Betons wird mit 60 % der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ beschrieben.

$$\sigma_c = 1,102 \cdot \sigma_{cr} \cdot e^{-465 \cdot \varepsilon} \quad \text{für } \varepsilon > 0,3 \text{ ‰} \quad (2.49)$$

Aufbauend auf denselben Versuchen, wie von SIMMONDS ET AL. [104] beschrieben, untersuchten MACGREGOR ET AL. [76] unter anderem die Auswirkung einer mehraxialen Zugbeanspruchung auf den Rissabstand s bzw. die Rissbreite w . MACGREGOR ET AL. stellten fest, dass bis zu einer mittleren Dehnung des gesamten Versuchskörpers von $\varepsilon = 1,5\text{--}2 \text{ ‰}$ der mittlere Rissabstand s_{rm} abnimmt. Bei einer weiteren Laststeigerung und damit einhergehender Dehnungszunahme blieb der mittlere Rissabstand konstant. D. h. ab einer mittleren Dehnung von $\varepsilon = 2 \text{ ‰}$ stellte sich das abgeschlossene Rissbild ein. Eine weitere Laststeigerung führte zu oberflächennahen Rissen im Bereich der vorhandenen Bewehrung. Die Risstiefe entsprach der Betondeckung. MACGREGOR ET AL. konnten nur einen vernachlässigbar kleinen Einfluss einer zwei axialen Zugbelastung auf die Rissweite feststellen. Ein Einfluss einer Querschnittsschwächung auf die Erstrisslast wurde nicht festgestellt.

UCHIDA ET AL. (1979)

UCHIDA ET AL. [120] untersuchten das Verhalten von Containments unter einer kombinierten Beanspruchung aus erhöhtem Innendruck und Erdbebenbelastung. Hierfür wurden vier zylindrische Versuchskörper gemäß Bild 2.64 verwendet, die ein Containment in einem Maßstab von 1 : 25 abbilden. Die Lasteinleitung erfolgte in zwei Schritten. Zuerst wurde Wasser in die im Inneren befindliche Gummibläse gepumpt und anschließend der Wasserdruck konstant gehalten. Anschließend erfolgte die horizontale Lasteinleitung mit Hilfe hydraulischer Pumpen am oberen Schafftende der Zylinderschale. Infolge des eingeleiteten Innendruckes stellte sich ein zwei axialer Spannungszustand in einem Verhältnis von Ringzug F_1 zum Vertikalzug

F_2 von 2 : 1 ein. Die Aufnahme der Messdaten erfolgte über Dehnmessstreifen und induktive Wegaufnehmer. Variiert wurden der Bewehrungsgehalt sowie die Höhe des beaufschlagten Innendruckes.

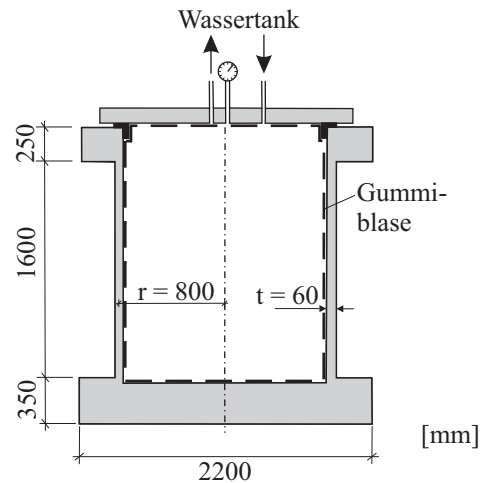


Bild 2.64: Versuchskörper nach UCHIDA ET AL. [120]

UCHIDA ET AL. [120] stellten fest, dass bei ausschließlich erhöhtem Innendruck Risse entlang der Bewehrung auftraten, diese sich aber bei Entlastung wieder schlossen. Infolge einer kombinierten Beanspruchung aus erhöhtem Innendruck und horizontaler Beanspruchung stellte sich ein über die gesamte Oberfläche fein verteiltes Rissnetz ein. Unter horizontaler Beanspruchung zeigten die Versuche mit einem erhöhten Innendruck die größte Duktilität, dahingegen nahm die Zugfestigkeit ab. Die größte Zugfestigkeit wurde unter ausschließlicher Horizontalbelastung erreicht. Hier trat ein plötzliches Versagen der Struktur auf. Die Scherfestigkeit und Duktilität unter horizontaler Last wird im Wesentlichen durch den Bewehrungsgrad des Wandelementes und den Innendruck bestimmt.

AOYAGI & YAMADA (1983)

AOYAGI & YAMADA [18] führten 25 Versuche an Scheiben zur Beschreibung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens unter kombinierter zweiachsialer Belastung durch. Die Probekörper wiesen die Maße von $150 \times 150 \times 10 \text{ cm}^3$ auf und waren beidseitig mit einem orthogonalen Bewehrungsnetz versehen (vgl. 2.65 a)). Bei der Versuchsdurchführung wurden die Bewehrungsabstände sowie der Winkel der Bewehrung zur Belastungsrichtung variiert. Die Mehrzahl der Versuchskörper wiesen einen Bewehrungsabstand von 20 cm auf, fünf Versuchskörper wiesen einen Bewehrungsabstand von 12,5 cm und ein Versuchskörper einen Bewehrungsabstand von 12,5 cm in x-Richtung und 20 cm in y-Richtung auf. Der Bewehrungsdurchmesser \varnothing betrug in allen Versuchen 6 mm. Neben einaxialen Zugversuchen wurden ebenfalls Versuche unter einer Druck-Zug- und Zug-Zug-Belastung durchgeführt. Bild 2.65 zeigt den verwendeten Probekörper. Dieser wies eine umlaufende Verstärkung auf, über welche die Zug- bzw. Druckkräfte auf den verjüngten Bereich ($d = 10 \text{ cm}$) des Versuchskörpers eingeleitet wurde. Eine weitere Veröffentlichung zu diesen Versuchen erfolgte in AOYAGI & YAMADA [17]. Allerdings beschränkte man sich hier auf die Veröffentlichung der Ergebnisse der Versuche mit einem Bewehrungsabstand s von 20 cm. Hinsichtlich der Versuchsdaten wurden geringfügige Differenzen festgestellt. Eine Vermischung der Datensätze erfolgte in der eigenen Arbeit nicht, es wurden die Daten nach [18] verwendet.

Bild 2.65 b) zeigt die von AOYAGI & YAMADA ermittelte Abhängigkeit der auf die Zugfestigkeit normierten Erstrisslast in Abhängigkeit des Verhältnisses von Quer- zu Längszug $F_1 : F_2$. Es ist festzustellen, dass die größten Erstrisslasten bei einer kombinierten Druck-Zug-Belastung erreicht werden. Mit zunehmendem Zugspannungsverhältnis $\sigma_1 : \sigma_2$ sinkt die Erstrisslast. Der Einfluss der Ausrichtung der Bewehrung zur Zu-

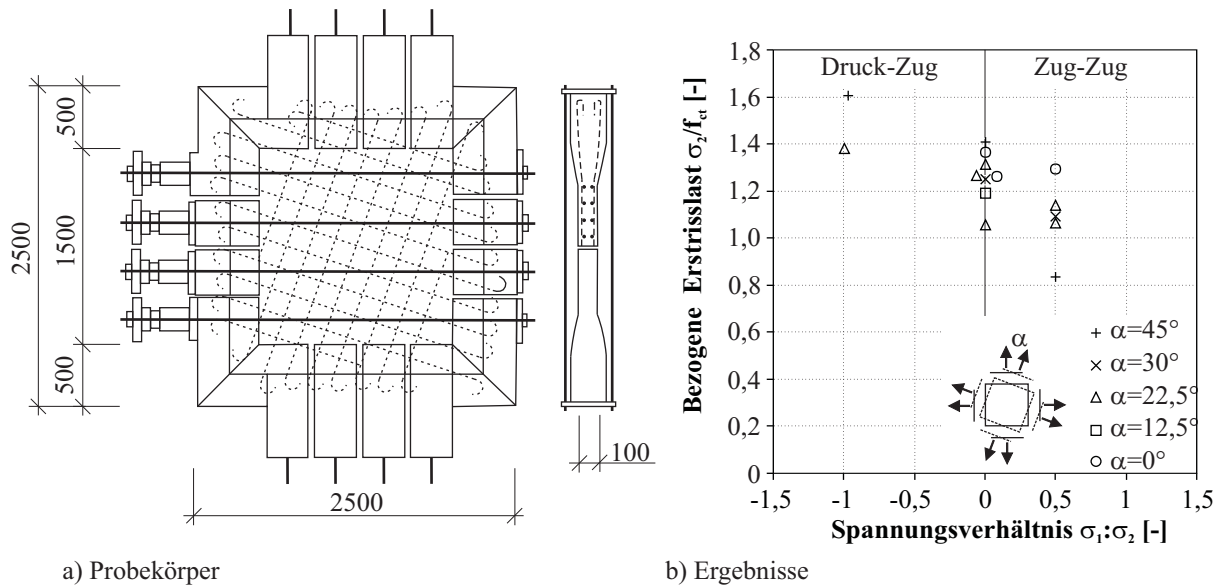


Bild 2.65: Probekörper und Ergebnisse nach AOYAGI & YAMADA [18]

grichtung wird deutlich. Ein eindeutiger Einfluss der Ausrichtung des Bewehrungsnetzes α zur Zugrichtung auf die Erstrisslast unter zweiachialer Zugbelastung ist nicht erkennbar.

CHO ET AL. (2004)

CHO ET AL. [26] untersuchten sechs orthogonal bewehrte bauteilgroße Scheiben zur Bestimmung der Rissbildung und des Verformungsverhaltens unter zweiachialer Belastung. Die Geometrie der Versuchskörper wurde hierbei an die Bauweise von Reaktorcontainments angelehnt. Die Größe betrug $150 \times 150 \times 60 \text{ cm}^3$ und somit die Hälfte der Dicke eines üblichen in Korea gebauten Containments. Die beidseitig orthogonal verlaufenden Bewehrungen wiesen einen Abstand von 30 cm auf. Zusätzlich beinhaltete der Versuchskörper zwei in x-Richtung verlaufende Hüllrohre und ein in y-Richtung verlaufendes Hüllrohr (vgl. hierzu Bild 2.66 a). Der Durchmesser des Hüllrohres betrug 10 cm.

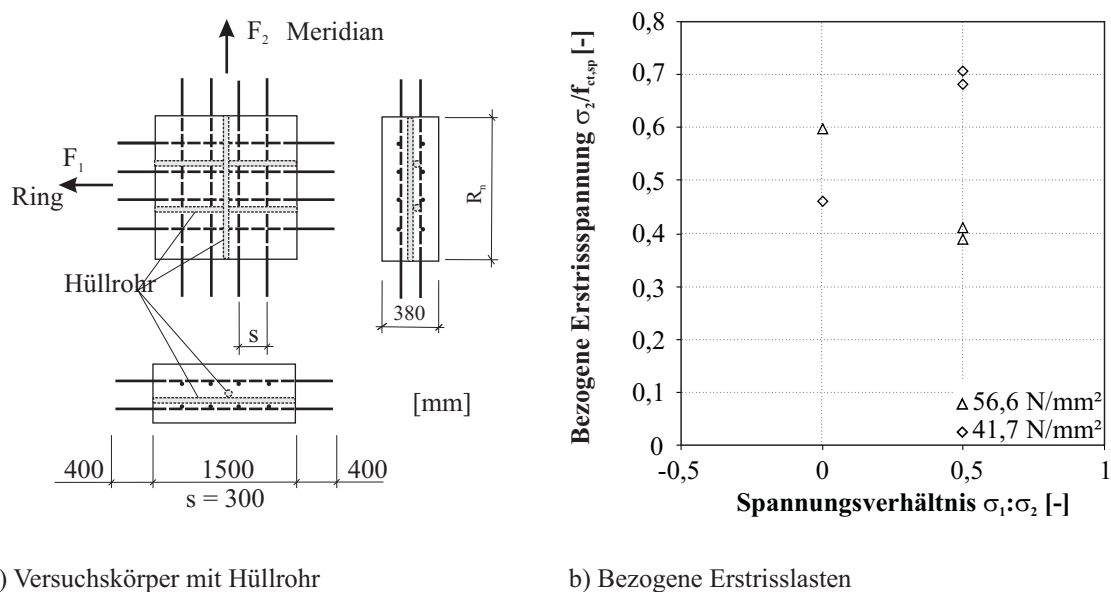


Bild 2.66: Versuchskörper und Ergebnisse nach CHO ET AL. [26]

Wie bereits erwähnt, werden Sicherheitsbehälter i. d. R. vorgespannt hergestellt. Infolge einer Innendruck-erhöhung wird die Vorspannung in der Betonhülle weitestgehend aufgehoben bzw. mit dem Überschreiten der Vorspannkräfte treten Zugspannungen im Containment auf. Beginnend mit dem Überschreiten der Vorspannkräfte wurden die von CHO ET AL. geplanten Versuche durchgeführt. Zum Vergleich des Verhaltens der Versuchskörper unter zweiaxialer Belastung mit einem Verhältniss von Quer- zu Längszug $F_1 : F_2 = 2:1$ wurden Referenzversuche unter einaxialer Zugbelastung durchgeführt. In Bild 2.66 b) sind die auf die Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ bezogenen Erstrissspannungen dargestellt. Bei der geprüften Betongüte mit einer Druckfestigkeit von $41,7 \text{ N/mm}^2$ konnte ein Anstieg der bezogenen Erstrissspannung im zweiaxialen Zugversuch gegenüber dem einaxialen Zugversuch ermittelt werden. Im Gegensatz hierzu nimmt die bezogene Erstrissspannung beim höherfesten Beton ($56,6 \text{ N/mm}^2$) ab.

Bild 2.67 zeigt Rissbilder von ein- bzw. zweiaxialen Zugversuchen. CHO ET AL. stellten fest, dass bei beiden geprüften Betongüten ein ähnliches Rissbild auftritt. Ausgehend von der primären Rissbildung im Bereich des in x-Richtung liegenden Hüllrohres traten weitere Trennrisse in einem Abstand von 45 cm zum Erstriss auf. Bei einer weiteren Laststeigerung traten Sekundärrisse im Bereich des Erstrisses über dem Hüllrohr in einem Abstand von 15 cm auf, weitere Sekundärrisse in den Lasteinleitungsbereichen der Probekörper. Die Sekundärrisse wurden auf lokale Verbundfehler zurückgeführt und durchdrangen lediglich die Betondeckung. Dies kann auf die geringe Betondeckung und die damit verbundene Sprenggrissbildung zurückgeführt werden.

Allgemein stellten CHO ET AL. fest, dass mit zunehmender Betondruckfestigkeit die Anzahl der Risse am Versuchsende stieg und die Rissbreiten abnahmen. Während das globale Rissbild keine deutlichen Unterschiede zwischen ein- bzw. zweiaxialer Belastung aufwies, so wurde bei Vorhandensein einer zweiten Zugrichtung ein stärkeres Mäandrieren der Risse verzeichnet. Weiterhin konnte den Versuchsergebnissen entnommen werden, dass die eingelegten Hüllrohre bzw. Bewehrung als Rissbildner senkrecht zur Hauptzugrichtung F_2 fungierten.

Weitere Untersuchungen zum Verformungsverhalten an quadratischen Versuchskörpern mit orthogonaler Bewehrung wurde von CHO ET AL. in [27] dokumentiert. Insgesamt wurden 13 Versuche unter ein- bzw. zweiaxialer Zugbelastung an Probekörpern gemäß Bild 2.68 a) durchgeführt. Sie dienten der Entwicklung einer numerischen Formulierung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von Beton unter Zugbelastung. Neben dem Bewehrungsgrad wurde auch das Lastregime entsprechend Bild 2.68 b) variiert.

Bild 2.69 a) zeigt die Abhängigkeit der Erstrissspannung vom Spannungsverhältnis $\sigma_1 : \sigma_2$. Mit steigendem Spannungsverhältnis $\sigma_1 : \sigma_2$ nimmt die Betonspannung bei Erstriss auf 61 % ab. Die Darstellung der Betondehnungen bei Rissbildung erfolgt in Bild 2.69 b. Bezogen auf die unter einaxialer Zugbelastung erreichten Bruchdehnungen ε_{cr} nehmen die Bruchdehnungen um 11 % bei einem Verhältnis der Zugkräfte $F_1 : F_2$ von 1 : 1 ab.

Während der Versuchsdurchführung wurden die Daten mit zwei verschiedenen Messsystemen aufgezeichnet. Mit Hilfe von applizierten Dehnmessstreifen wurde das lokale Verformungsverhalten und mit Hilfe von induktiven Wegaufnehmern das globale Verformungsverhalten aufgezeichnet. Für die Beschreibung des mittleren Spannungs-Dehnungs-Verhaltens des Betons unter Zugbeanspruchung wurde das von BELARBI & HSU [21] vorgeschlagene Modell gemäß der in Gl. 2.50 dargestellten Form weiterentwickelt. Die mittlere Bruchdehnung über alle Versuche wurde von CHO ET AL. mit 0,113 ‰ bestimmt.

$$\sigma_t = \sigma_{cr} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^{0,4} \quad (2.50)$$

Werden die Ergebnisse der Untersuchungen in [26] und [27] hinsichtlich der erreichten Erstrissspannungen verglichen, so kann festgestellt werden, dass hier zwei gegensätzliche Aussagen getroffen werden können. In den Versuchen mit eingelegten Hüllrohren [26] wurde eine Zunahme der Risslast unter zweiaxialer Zugbe-

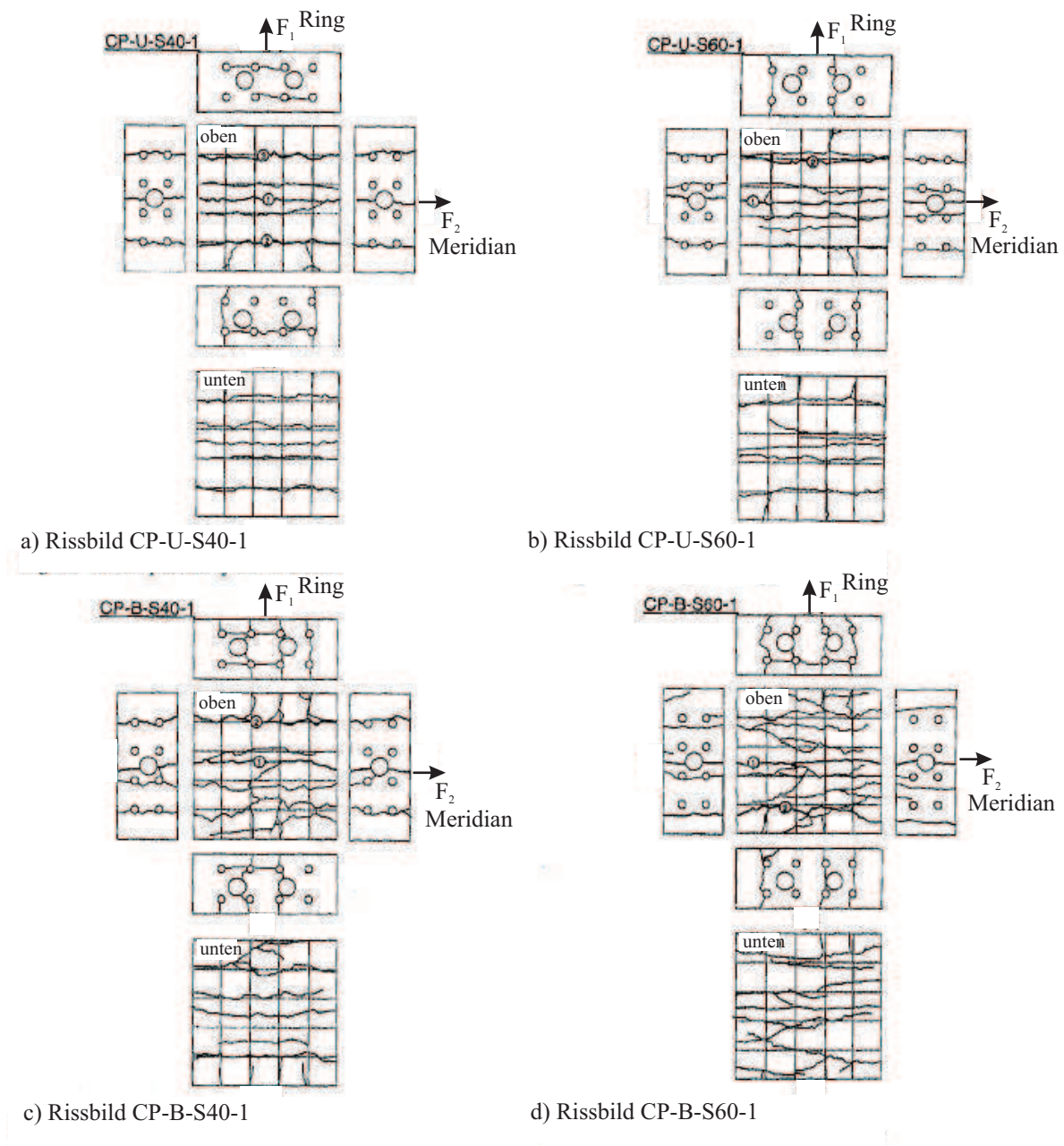
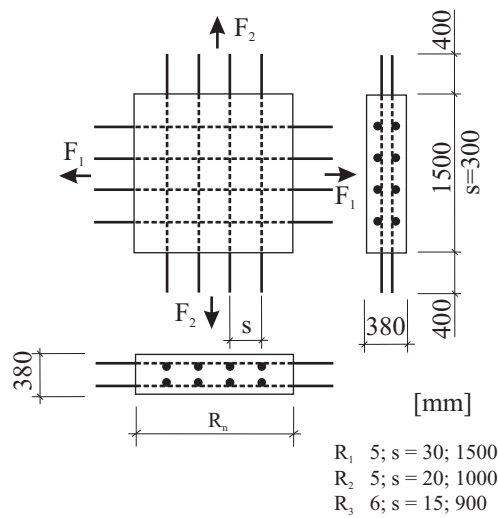
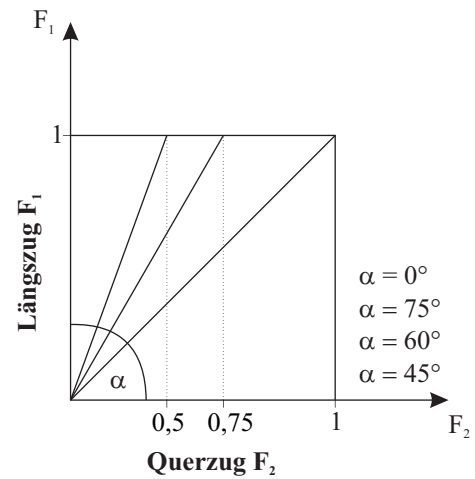


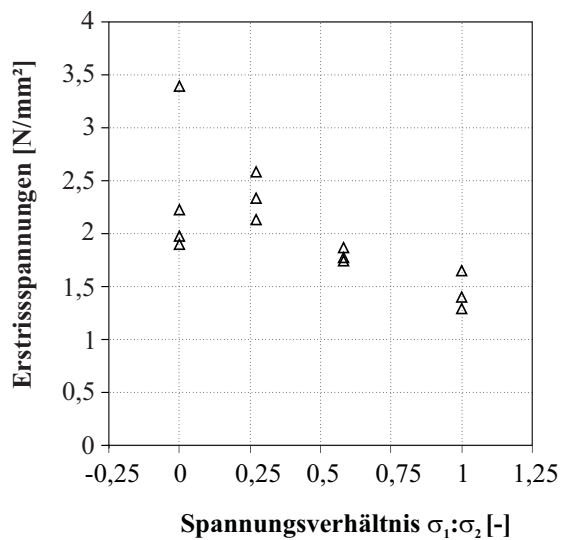
Bild 2.67: Rissbilder gemischtbewehrter Versuchskörper aus CHO ET AL. [26]



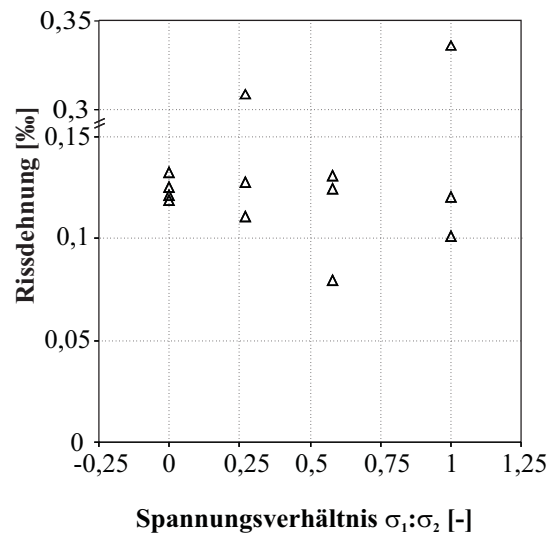
a) Versuchskörper ohne Hüllrohr



b) Getestete Lastpfade

Bild 2.68: Schlaff bewehrter Versuchskörper aus CHO ET AL. [27]

a) Erststressespannungen



b) Rissdehnungen

Bild 2.69: Versuchsergebnisse nach CHO ET AL. [27]

anspruchung und bei den schlaff bewehrten Versuchskörpern [27] eine Abnahme der Erstrisslast festgestellt. Eine plausible Begründung dieser zueinander konträren Ergebnisse liegt nicht vor.

KEUSER ET AL. (2004)

KEUSER ET AL. [58] stellten dar, dass Tragwerke aus Stahlbeton sehr häufig einer zwei axialen Zugbelastung ausgesetzt sind. Diese führt zu einer Beeinflussung des Verbundverhaltens und der Rissbildung im Beton. Anhand von einaxial belasteten Zugkörpern wurde der Einfluss von bewehrungsparallelen Rissen auf das Verbundverhalten und Verformungsverhalten untersucht. In der Vorbetrachtung führten KEUSER ET AL. aus, dass das Verbund- und Verformungsverhalten von bewehrten Bauteilen maßgeblich vom Eintreten des Längsrisses beeinflusst wird. Mit Blick auf das Verformungs- und Verbundverhalten einaxial beanspruchter Zugglieder wurde herausgestellt, dass eine Betrachtung des Rissbildungsprozesses infolge einer vorhandenen Querkzugbeanspruchung (Modelle nach GAMBAROVA & ROSATI [37], [38] bzw. ABRISHAMI & MITCHEL [16]) nur unbefriedigende Ergebnisse liefert. Eine Betrachtung unter Berücksichtigung der Längsrissbildung infolge Überschreitung der Ringzugspannung ist erforderlich.

Für die Durchführung der Versuche wählten KEUSER ET AL. einen Versuchskörper in den Maßen von $300 \times 30 \times 30 \text{ cm}^3$ (vgl. Bild 2.70 a)). Insgesamt wurden 16 Versuche in vier Serien mit gleichem effektiven Bewehrungsgrad durchgeführt. Das Aufklaffen des Längsrisses wurde mit Hilfe einer Querbewehrung in Form von Drähten und Litzen verhindert. Mit Hilfe der unterschiedlichen Dehnsteifigkeiten dieser Querbewehrung konnte die über eine Spaltzugbelastung (Bild 2.70 b) oben links) hervorgerufene Rissbildung eingestellt werden. Die auf der Methode der Prüfung der Spaltzugfestigkeit beruhende Einstellung der Längsrisse bereitete dahingehend Schwierigkeiten, dass eine konstante Längsrissweite nicht ohne weiteres erreicht werden konnte. Im Bereich von lokalen Fehlstellen, z. B. in Form von Unebenheiten, traten gleichzeitig zur Längsrissbildung ebenso Querrisse auf.

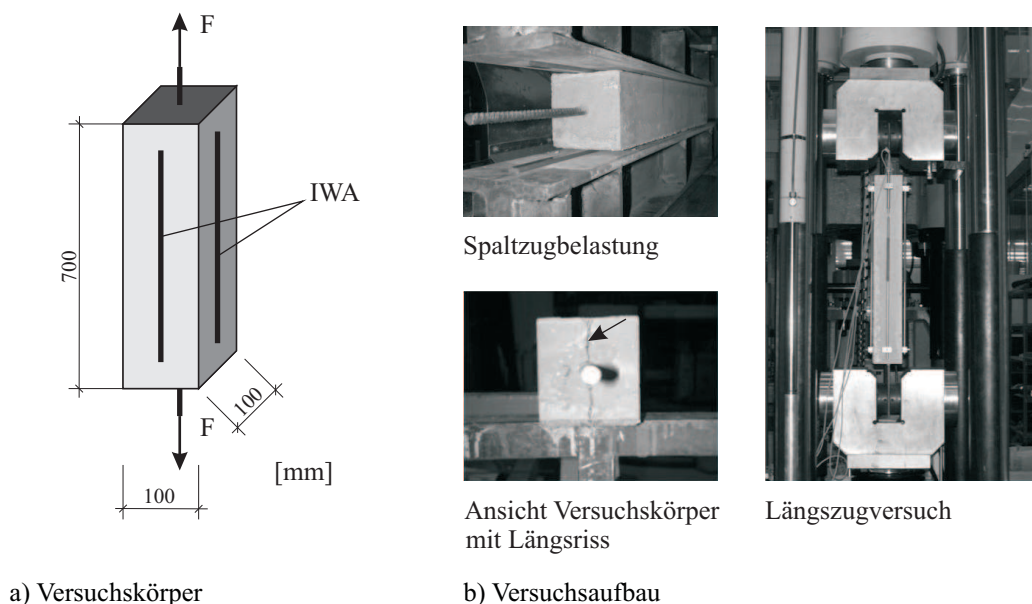


Bild 2.70: Versuchskörper und Versuchsaufbau nach KEUSER ET AL. [58]

Als Referenzkörper dienten in jeder Serie die einaxialen Zugversuche ohne Querkzugbelastung, diese wiesen ein nahezu linearelastisches Zugverhalten im ungerissenen Zustand auf. Im Ergebnis der Versuche stellten KEUSER ET AL. fest, dass mit der Bildung von Trennrissen ein rapider Abfall der Steifigkeit der Zugkörper zu verzeichnen war. Weiterhin führten die Längsrisse, die eine Vorschädigung des Stahlbetonbauteils simulieren, zu geringeren Verbundspannungen. Die zugversteifende Wirkung des Betons nahm mit vorhandenem

Längsriss gegenüber den Referenzversuchen ohne Längsrisse ab. Die Abminderung der Betonmitwirkung betrug zwischen 21 % bis 75 %.

In Bild 2.71 ist exemplarisch das Kraft-Verformungs-Verhalten einer Versuchsserie dargestellt. Der Referenzkörper ZSL 01 zeigte bis zur Erstrissbildung eine sehr gute Übereinstimmung mit dem im MODEL CODE 90 [3] postulierten Kraft-Dehnungs-Verlauf, mit zunehmender Rissbildung wurde das Verhalten weicher. Die Versuche ZSL 02, ZSL 03 und ZSL 04 unterlagen einer unterschiedlichen Spaltzugbelastung mit unterschiedlichen Rissweiten. Deutlich zu erkennen ist das gegenüber dem Referenzkörper wesentlich weichere Verformungsverhalten bei gleichen Einflussgrößen.

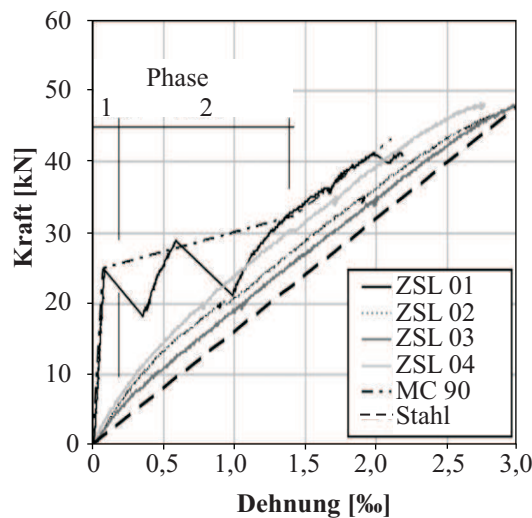


Bild 2.71: Versuchsergebnisse aus KEUSER ET AL. [58]

Darauf aufbauend legten KEUSER ET AL. zwei Phasen zur Beschreibung des Kraft-Verformungs-Verhaltens fest. In Phase 1 wurde hauptsächlich ein Einfluss durch die Längsrissbildung ausgeübt, dies ist am Anstieg der in Bild 2.71 dargestellten Kurven zu erkennen. Phase 2 war durch die Bildung von Trennrissen geprägt, die wiederum die Mitwirkung des Betons bei der Zugkraftübertragung bestimmten. Zum Versuchsende hin konnte jedoch ein nahezu paralleler Verlauf der Kraft-Dehnungs-Linien der Versuchskörper zum nackten Stahl festgestellt werden. Das heißt, das Vorhandensein eines Längsrisses übt einen Einfluss auf das Kraft-Verformungs-Verhalten aus. Je größer die Längsrissbreite war, umso geringer ist die Mitwirkung des Betons bei der Zugkraftübertragung.

KEUSER ET AL. stellten abschließend fest, dass eine mehraxiale Beanspruchung bei der Bestimmung des Verbund- und Verformungsverhalten zu berücksichtigen ist. Den Einfluss einer orthogonal zur Hauptbewehrung wirkenden Zugkraft wurde jedoch nicht herausgestellt.

PURAINER (2005)

PURAINER [89] untersuchte an beidseitig orthogonal bewehrten Betonscheiben den Einfluss einer zweiachialen Zugbelastung auf das Verformungsverhalten. Die Versuchskörper mit den Maßen von $150 \times 100 \text{ cm}^2$ und einer Dicke zwischen 10 und 15 cm wurden dem in Bild 2.72 gezeigten Lastregime ausgesetzt. Im Lastpfad A wurde zunächst der Querkzug eingeleitet und anschließend unter Beibehaltung der Querkzugeinwirkung die Längskraft gesteigert. Lastpfad B beschreibt letztendlich einen einaxialen Versuch mit einem vorgeschädigten Versuchskörper. Infolge der Einleitung des Querkzuges werden Risse in Richtung der Längszugkraft (parallel zur Längsbewehrung) erzeugt. Anschließend erfolgte die Einleitung des Längszuges in den spannungslosen Versuchskörper. Bei Lastpfad C wurde zunächst die Querkraft bis zum Maximum eingeleitet und anschließend auf die Hälfte wieder zurückgefahren. Unter Beibehaltung dieses Querkzugniveaus wurde

der Längszug eingeleitet. Die Maximalkräfte betrugen in Querrichtung ca. 500 kN und in Längsrichtung ca. 600 kN.

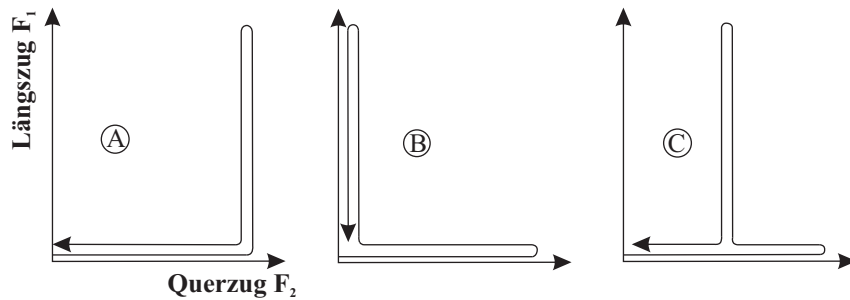


Bild 2.72: Zweiachsigale Bauteilversuche-Lastpfade nach PURAINER [89]

Bild 2.73 zeigt die in den Versuchen ermittelten Rissabstände in Längsrichtung in Abhängigkeit des Querbewehrungsabstandes s_q und des Längsbewehrungsabstandes s_l . Deutlich zu erkennen ist der Einfluss des Längsbewehrungsabstandes s_l auf den Rissabstand. Dieser steigt mit zunehmendem Abstand bei gleichem Querbewehrungsabstand. Bei einer Verringerung des Abstandes der Längsbewehrung von 30 cm auf 10 cm und einem Querbewehrungsabstand s_q von 32,5 cm wurde eine Halbierung des Rissabstandes in Längsrichtung verzeichnet. Diese Tendenz deckt sich mit den Ergebnissen bei einem Querbewehrungsabstand $s_q = 16,25$ cm. Einen Einfluss des Lastpfades auf die Rissabstände konnte PURAINER nicht feststellen. Vielmehr ließen die Ergebnisse darauf schließen, dass die eingelegt Querbewehrung als Rissbildner in Längsrichtung fungiert.

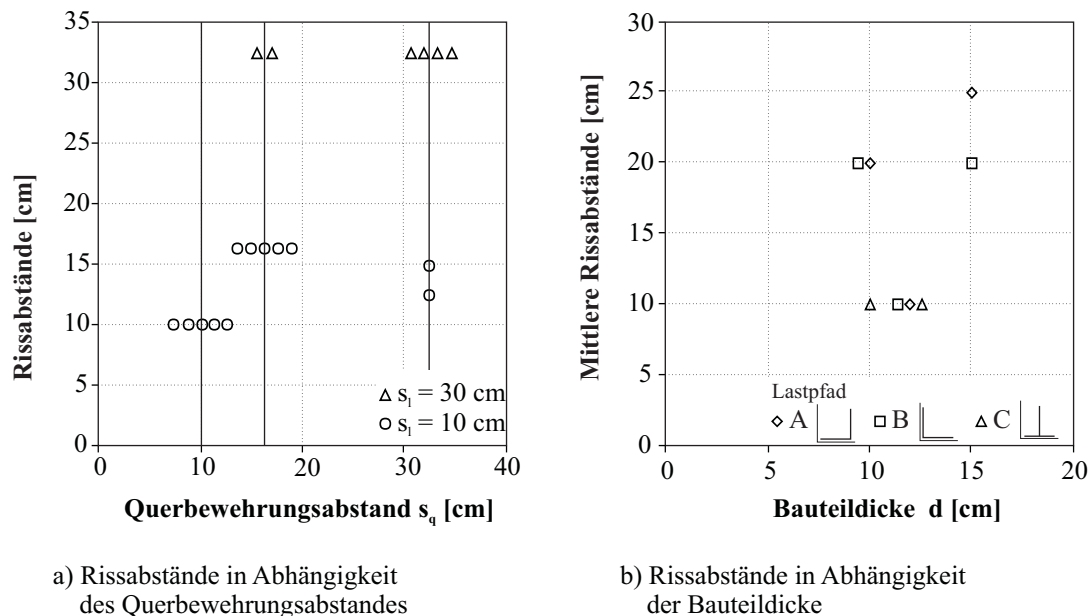
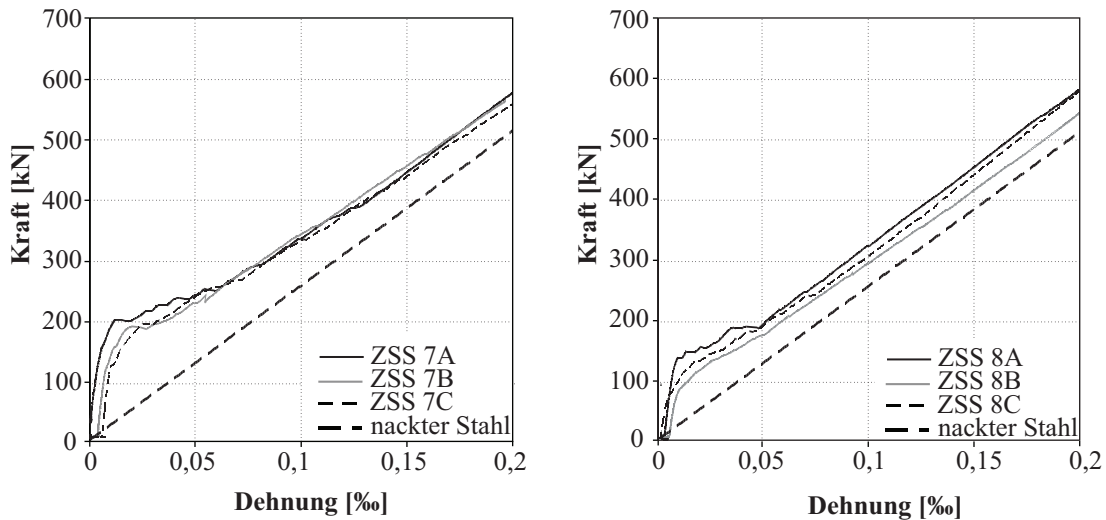


Bild 2.73: Rissabstände nach PURAINER [89]

Bei der Untersuchung der Erstrisslasten konnte PURAINER eine Abhängigkeit zur Querbewehrung herstellen. So erzielten Versuchskörper ohne Querbewehrung eine um 20 % höhere Erstrisslast als Probekörper mit Querbewehrung. Im Vergleich mit den Ergebnissen von MARTIN & SCHIESSL [80] stellte PURAINER fest, dass eine Verbindung der Bewehrungsstäbe mittels Rödeldraht eine quasi unverschiebliche Verbindung im umgebenden Beton darstellt und somit eine Spannkonzentration mit einhergehender Rissbildung vom Knotenbereich ausgeht.

Im Bild 2.74 werden die Kraft-Dehnungs-Verläufe für zwei verschiedene Versuchskörper abgebildet. Beide Probekörper wiesen einen Abstand der Längsbewehrung von 10 cm auf, die Bauteilhöhe variierte. Tabelle

2.14 enthält wesentliche Angaben zu den beiden Versuchskörpern. Anhand der Diagramme kann ein Einfluss der vorhandenen Belastung auf das Kraft-Verformungs-Verhalten festgestellt werden. Allerdings lässt sich im Vergleich der beiden Versuchsreihen keine eindeutige Tendenz ableiten. Werden die Anlaufeffekte bei Versuch 7, dargestellt im Bild 2.74 a) berücksichtigt, tritt die geringste Steifigkeit scheinbar im Lastpfad A auf. Im Versuch 8 mit einer Bauteildicke von 12 cm ist die geringste Steifigkeit im Lastpfad B festzustellen, siehe hierzu Bild 2.74 b).

a) Versuch 7, Bauteildicke $d = 10$ cmb) Versuch 8, Bauteildicke $d = 12$ cm**Bild 2.74:** Kraft-Dehnungs-Verläufe aus PURAINER [89]**Tabelle 2.14:** Versuche von PURAINER [89]

Versuch	Alter	Dicke	Bewehrungs- abstand	Druckfestigkeit	Zugfestigkeit	E-Modul	Risslast	
	$[d]$	$[cm]$	$[cm]$	f_c $[N/mm^2]$	f_{ctm} $[N/mm^2]$	E_c $[N/mm^2]$	F_1 $[kN]$	F_2 $[kN]$
ZSS 7a	61	10	10	54	3,01	32420	200	300
ZSS 7b	28	10	10	40	2,34	29436	190	315
ZSS 7c	28	10	10	48	2,72	31172	190	315
ZSS 8a	61	12	16,25	54	3,01	32420	136	242
ZSS 8b	28	12	16,25	40	2,34	29436	120	256
ZSS 8c	28	12	16,25	48	2,72	31172	120	249

PURAINER stellte fest, dass infolge von vorhandenen Längsrissen eine um 11 % geringere Erstrisslast gegenüber ungerissenen Referenzversuchen zu verzeichnen ist. Hierzu ergänzend sei auf KEUSER ET AL. [58] hingewiesen. Sie stellten fest, dass vorgeschädigte Prüfkörper infolge des Längsrisses ein vom ungerissenen Referenzkörper abweichendes Last-Verformungs-Verhalten aufweisen. Infolge der verminderten Verbundwirkung und der Querrissbildung bildete sich im Vergleich mit ungerissenen Körpern ein flacherer Last-Verformungs-Verlauf aus. Der Anteil des Betons bei der Übertragung von Zugkräften sank um 21 bis 75 % gegenüber den Referenzkörpern.

Zusammenfassung Bauteilversuche

Die bisher aufgezeigten Versuche hatten zum Ziel das Verbund- und Verformungsverhalten von Spannbetonbauteilen zu beschreiben. Die vorgestellten Arbeiten unterscheiden sich dahingehend, dass im ersten Teil der Betrachtung das Verbundverhalten von Spanngliedern im Vordergrund stand. Anhand von einaxialen Zug-

versuchen konnte THORMÄHLEN [115] die Rissbildung innerhalb des Hüllrohres nachweisen und leitete die Analogie des Verbundverhaltens von Spanngliedern im nachträglichen Verbund zur schlaffen Bewehrung ab. Den Einfluss der Spannstahlart auf das Verbundverhalten stellte TROST [117] dar. Durch ein Injektionsverfahren gelang TROST der Nachweis des gestörten Verbundes im Bereich des Hüllrohres. Den Einfluss der Lage des Spanngliedes zeigte HAGEN [44] auf. Mit zunehmender Betondeckung stieg die Bruchlast und die Sprengwirkung sank. TUE [119] bestimmte anhand von einaxialen vorgespannten Versuchskörpern das Verbundverhalten von gemischt bewehrten Bauteilen und stellte hierfür Verbundmodelle für glatten Spannstahl sowie Litzen auf. Eine Berücksichtigung einer orthogonal wirkenden Kraft erfolgte nicht. Nachteilig erscheint die Einleitung der Zugkräfte in den Spannstahl, da somit bei schlechten Verpressergebnissen große unrealistische Spannstahldehnungen nicht ausgeschlossen werden können. Weiterhin scheint die Übertragung dieser Methode auf zweiachse Zugversuche aufgrund der zu erwartenden Längsrissbildung und damit einhergehender verminderter Verbundwirkung nicht sinnvoll zu sein. Anhand der Bauteilversuche wurde der Einfluss einer zweiachse Zugbelastung von SCHULTZ ET AL. [103] bzw. JULIEN ET AL. [55] dargestellt. Eine Abnahme der Erstrisslast konnte aufgezeichnet werden, ebenso die Abnahme der Steifigkeit der Bauteile mit zunehmendem Spannungsverhältnis unter zweiachse Zugbelastung. Unter zweiachse Zugbelastung wirkten die Hüllrohre als Rissbildner. SIMMONDS ET AL. [104] bestätigten mit ihren Versuchen diese Aussage. PURAINER [89] führte Versuche an schlaff bewehrten Bauteilen durch. Die hier gefahrenen Lastpfade sind insofern kritisch zu betrachten, da hier keine gleichzeitige Steigerung der beiden Zugkräfte erfolgte und somit lediglich eine Vorschädigung eines Bauteiles simuliert wurde.

Die vorgestellten Versuche beleuchteten bisher das Verformungs- und Rissverhalten von Bauteilen unter ein- bzw. zweiachse Zugbelastung auf globaler Ebene. Eine Betrachtung auf der lokalen Ebene des Spannstahles bzw. des Bewehrungsstahles erfolgte nicht. Mit den eigenen Versuchen soll auf den bisherigen Versuchen aufgebaut werden und das Verformungs- bzw. Verbundverhalten der einzelnen Bewehrungen bestimmt werden.

2.2.4.1 Versuche an Modellen

Bilden bauteilgroße Probekörper nur Teile eines Bauwerkes mit i. d. R. den wesentlichen Eigenschaften ab, so kann an skalierten Modellen das Trag- und Verformungsverhalten des Baukörpers gesamtheitlich untersucht werden. Vorteile dieser Modellversuche sind, dass nahezu alle Randbedingungen berücksichtigt werden können und eine realitätsnahe Bewertung des Bauwerkes erfolgen kann. Wesentlicher Nachteil dieser Versuche sind die hohen Kosten und die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse, da diese in den meisten Fällen nur einmalig ausgeführt wurden.

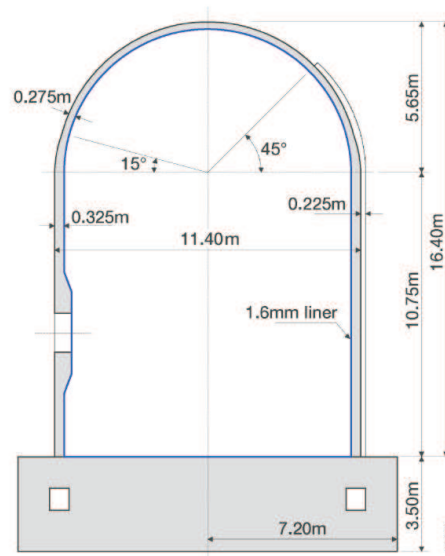
Ein guter Überblick über die bisher durchgeführten Versuche an Modellen in verschiedenen Bauarten, sei es in reiner Stahlbauweise, in Stahlbetonbauweise bzw. in vorgespannter Stahlbetonbauweise, wird in HESSHEIMER & DAMERON [49] gegeben. Aus den hier beschriebenen Versuchen schlussfolgerten HESSHEIMER & DAMERON, dass die Modelle in Stahlbauweise eine größere Sicherheit als Stahlbetonmodelle aufwiesen. Die Modelle aus Stahlbeton wiesen eine 2,5- bis 3,5-fache Sicherheit gegenüber den aus Bemessungsinnendruck herrührenden Beanspruchungen auf. Dies lässt darauf schließen, dass die Modelle die Tragreserven bzw. die räumliche Tragwirkung nur grob erfassten, was bezogen auf die erreichte Sicherheit nicht nachteilig jedoch bezogen auf die Vorhersage der Versagensmechanismen unzureichend ist. Als schwierig stellte sich die Ableitung von Kriterien hinsichtlich des Trag- und Verformungsverhaltens aus Modellversuchen dar. Die Vorhersage von lokalen Versagensmechanismen, stellten HESSHEIMER & DAMERON heraus, ist stark von der Verfügbarkeit von „Bestandsdaten“ des Modells und von den analytischen Möglichkeiten abhängig und stellt somit ein wesentliches Hindernis für versuchsübergreifende Aussagen dar.

HESSHEIMER ET AL. (2003)

HESSHEIMER ET AL. [50] dokumentierten einen Versuch an einem 1:4-Modell eines Spannbetoncontainments. Mit dem Versuch sollte das Verformungsverhalten eines rotationssymmetrischen geschlossenen Sicherheitsbehälters unter einer Innendruckerhöhung untersucht werden. Bild 2.75 zeigt den Versuchsaufbau und die Geometrie des Modells. Das Modell besaß eine orthogonale beidseitige Oberflächenbewehrung mit innenliegenden Hüllrohren für eine Vorspannung ohne Verbund in Ring- und Meridianrichtung. Abweichend von der Wandstärke des Zylinders (32,5 cm) wies die Kuppel eine Wandstärke von lediglich 27,5 cm auf. Die Innenseite des Modells war mit Stahlplatten der Dicke $d = 1,6 \text{ mm}$ ausgekleidet. Für die Herstellung des Modells wurden zwei unterschiedliche Betone verwendet, im Bereich der Bodenplatte mit einer Druckfestigkeit von $34,5 \text{ N/mm}^2$ und im Bereich der Behälterhülle mit einer Druckfestigkeit von $44,1 \text{ N/mm}^2$. Der gesamte Baukörper wies in Ring- und Meridianrichtung eine Vorspannung ohne Verbund auf.



a) Versuchsmodell



b) Geometrie

Bild 2.75: 1:4-Modellversuch nach HESSHEIMER ET AL. [50], entnommen aus GREBNER & SIEVERS [42]

Die Erhöhung des Innendruckes erfolgt durch das Einpressen von Wasser in den Behälter. In Abhängigkeit der Höhe des Innendruckes wurden zwei verschiedene Versuchsarten getestet. Zum einen war dies der Test zur Prüfung der strukturellen Integrität, es wurden Messungen zu Bestimmung von Leakage-Raten durchgeführt und zum anderen ein sogenannter Limit-State-Test zur Bestimmung der Tragfähigkeit der Bauwerksstruktur. Während der Innendruckerhöhung wurden mit einer Vielzahl von Messstellen die Verformungen der Bauwerkshülle und Dehnungen an Beton, Spann- und Bewehrungsstahl gemessen.

In Abhängigkeit der Höhe des Innendruckes wurden verschiedene Stadien des Spannungs- und Verformungszustandes im Containment verzeichnet. Infolge der Vorspannung herrscht im Beton eine Druckspannung. Mit zunehmendem Innendruck werden die infolge eingeleiteter Vorspannung in der Behälterhülle wirkenden Druckkräfte in Ring- und Meridianrichtung abgebaut. Eine Zusammenstellung der einzelnen Zustände und deren Wirkung auf die Bewehrung enthält die aus LEMNITZER ET AL. [68] entnommene Tabelle 2.15.

Beginnend mit der Überschreitung der Druckkräfte aus Vorspannung treten Zugkräfte in Ringrichtung auf. Erste Risse waren in Meridianrichtung im Containment zu verzeichnen. Der sogenannte „Limit-State-Test“ wurde aufgrund von zu großen Leckageraten abgebrochen. Der Innendruck betrug hier $1,3 \text{ N/mm}^2$ und entsprach somit dem 3,3-fachen Auslegungsdruck. Nach einer Abdichtung des Containments erfolgte ein neuerlicher Versuch mit dem Ziel, dass strukturelle Versagen des Behälter herbeizuführen. Bereits bei ei-

Tabelle 2.15: Verbundbeanspruchung der Bewehrungsstäbe im SANDIA-Containment in Abhängigkeit des Innendrucks p_i , aus [68]

Belastungs- richtung	Bewehrungs- richtung	Verbundbeanspruchung der Bewehrung		
		Querdruck p_i [N/mm ²]	Querzug p_i [N/mm ²]	Längsrisse
horizontal	vertikal	0–0,55	0,55–0,62	$p_i \geq 0,62$ N/mm ²
vertikal	horizontal	0–0,85	0,85–1,00	$p_i \geq 1,00$ N/mm ²

nem Innendruck von 1,33 N/mm² rissen einzelne Spannglieder in Umfangsrichtung. Das Versagen trat auf einem nur unwesentlich höheren Niveau bei einem Innendruck von 1,42 N/mm² durch meridionales Aufreißen des Behälters auf. Die Sicherheit gegenüber des Auslegungsdruckes betrug hier 3,6. HESSHEIMER ET AL. stellten abschließend fest, dass hinsichtlich der Lackageratenberechnung die herkömmlichen mechanischen Modelle nicht ausreichen. Der Versuch mit den Testergebnissen sollte eine Orientierungshilfe bei der Validierung der Modellansätze geben.

2.2.5 Einfluss der Bewehrung auf die Rissbildung

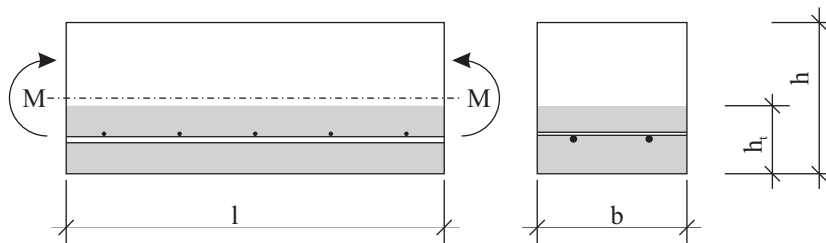
Wie bereits gezeigt beeinflussen verschiedene gezeigte Faktoren den Verbund zwischen Stahl und Beton. Als wesentliche Faktoren konnten die Art des Spanngliedes, des Hüllrohrmaterials, die Lage des Spanngliedes im Bauteil (unabhängig ob im Hüllrohr oder nicht), die Betongüte sowie bei Spanngliedern im nachträglichen Verbund die Materialeigenschaften des Verpressmörtels herausgestellt werden. Angedeutet wurde ebenso eine mögliche Rissbildung entlang der Spanngliedachse. Daher soll im Folgenden der Einfluss eines Bewehrungsnetzes auf die Rissbildung im Bauteil dargestellt werden.

NAWY & ORENSTEIN (1970)

Zur Abschätzung des Einflusses der Querbewehrung auf das Rissbild formulierten NAWY & ORENSTEIN [81] auf der Grundlage umfangreicher Biegeversuche einen Index I_R , in den der Längsbewehrungsdurchmesser d_{s1} , der Querbewehrungsabstand s_2 und der Längsbewehrungsgrad $\rho_{eff,1}$ eingehen. Die Bestimmung des Index kann nach Gl. (2.51)

$$I_R = d_{s1} \cdot \frac{s_2}{\rho_{eff,1}} \quad (2.51)$$

erfolgen. Die Festlegung des Bewehrungsgrades ρ für die Betonzugzone erfolgte nach Bild 2.76.

**Bild 2.76:** Betonzugzone nach NAWY & ORENSTEIN [81]

NAWY & ORENSTEIN führten aus, dass in einem Bereich zwischen 10 und 15 cm der Rissabstand von der Querbewehrung beeinflusst wird. Ab einem Index von 1032 bis 1161 cm² treten senkrecht zur Hauptspannung Risse auf, die vorhandene Querbewehrung wirkt als Rissbildner. Weiterhin stellten NAWY & ORENSTEIN fest, dass ab einem orthogonalen Bewehrungsabstand von 15 bis 20 cm eine Rissbildung unabhängig

vom Bewehrungsnetz auftritt. Inwieweit der Index I_R auf Bauteile unter einer zentrischen Zugbelastung übertragen werden kann, konnte nicht geklärt werden.

RIZKALLA ET AL. (1984)

Zur Untersuchung des Einflusses der Querbewehrung auf das Rissverhalten führten RIZKALLA ET AL. [95] zwei voneinander unabhängige Untersuchungen durch. Im ersten Testprogramm wurden 18 Versuchskörper mit einem orthogonalen Bewehrungsnetz mit variierender Betondeckung, Bauteildicke und Bewehrungsgehalt geprüft. Der Bewehrungsabstand betrug 7,6 cm in Längs- und Querrichtung. Im zweiten Testprogramm standen 16 Versuche mit zwei verschiedenen Betondeckungen zur Verfügung, die Bauteildicke war konstant. Variiert wurden in der zweiten Testreihe lediglich die Abstände der Querbewehrung. Die Einleitung der einaxialen Zugkraft erfolgte über die Längsbewehrung und den Verbund in den Probekörper.

Bild 2.77 zeigt den Bereich des gestörten Verbundes nach LEONHARDT [70].

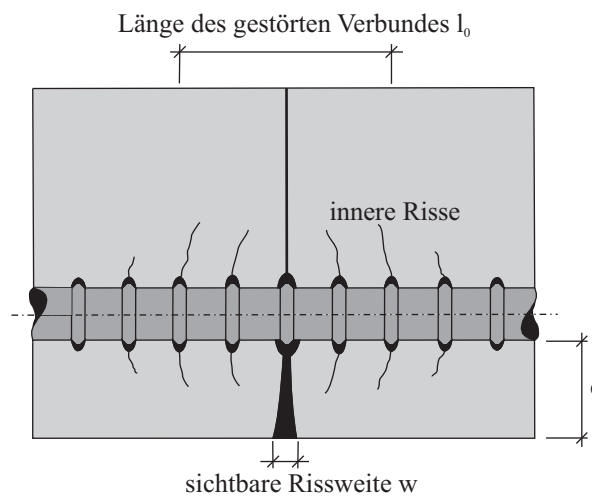


Bild 2.77: Bereich des gestörten Verbundes nach LEONHARDT [70]

LEONHARDT gibt unter Verwendung der risserzeugenden Stahlspannung $\sigma_{s,cr}$ und des Stahldurchmessers d_s für den gestörten Bereich l_0 die folgende Beziehung an:

$$l_0 = \frac{\sigma_{s,cr}}{45} \cdot d_s \quad d_s \text{ in [mm]} \quad (2.52)$$

Aufbauend auf dem Ansatz aus Gl. (2.52) geben RIZKALLA ET AL. [95] für ihre Versuche Gl. (2.53) an:

$$l_0 = 10 \cdot (d_s - 7,2) \quad \text{in [mm]} \quad (2.53)$$

Die Bestimmung des mittleren Rissabstandes s_{rm} kann nach RIZKALLA ET AL. mit Gl. (2.54) erfolgen. Hierin sind neben dem Bewehrungsgrad ρ , die Betondeckung c und der Stabdurchmesser d_s in Millimetern einzusetzen.

$$s_{rm} = 5 \cdot (d_s - 7,2) + 1,33 \cdot c + 0,8 \cdot \frac{d_s}{\rho} \quad \text{in [mm]} \quad (2.54)$$

Unter Verwendung des mit Gl. (2.54) bestimmten mittleren Rissabstandes s_{rm} geben RIZKALLA ET AL. einen dimensionslosen Parameter R mit Berücksichtigung des Querbewehrungsabstandes s_q an, Gl. (2.55).

$$R = \frac{s_q}{s_{rm}} \quad (2.55)$$

Mit Hilfe des Parameters R kann der mittlere Rissabstand s_{ro} bei orthogonaler Bewehrungsführung nach dem in Gl. (2.56) gezeigten Kriterium bestimmt werden.

$$s_{ro} = 0,96 \cdot \frac{s_{rm}}{R^{0,02}} \quad (2.56)$$

LEE ET AL. (1987)

LEE ET AL. [67] entwickelten anhand von 70 Zugversuchen ein Modell zu Bestimmung des mittleren Rissabstandes s_{ro} unter der Annahme eines starren Verbundes zwischen Längs- und Querbewehrung. Eine Verschiebung der Bewehrungsstäbe im Knoten wird somit ausgeschlossen, die freie Verbundlänge l_e wird unterbrochen. Bild 2.78 zeigt die Verteilung der Dehnungen bzw. Spannungen entlang der Achse eines Zugstabes in Abhängigkeit des Querbewehrungsabstandes im Zustand I. Durch die starre Kopplung und den geringen Querbewehrungsabstand s_q treten Risse an den Querbewehrungen auf, die Spannungen im Beton σ_c und im Stahl σ_s ändern sprunghaft ihre Größe (Bild 2.78 a)). Bei großen Abständen der Querbewehrung $s_q > l_e$ stellt sich der Spannungs- bzw. Dehnungsverlauf gemäß Bild 2.78 b) ein. Eine Beeinflussung der Verläufe durch die Querbewehrung erfolgt nicht.

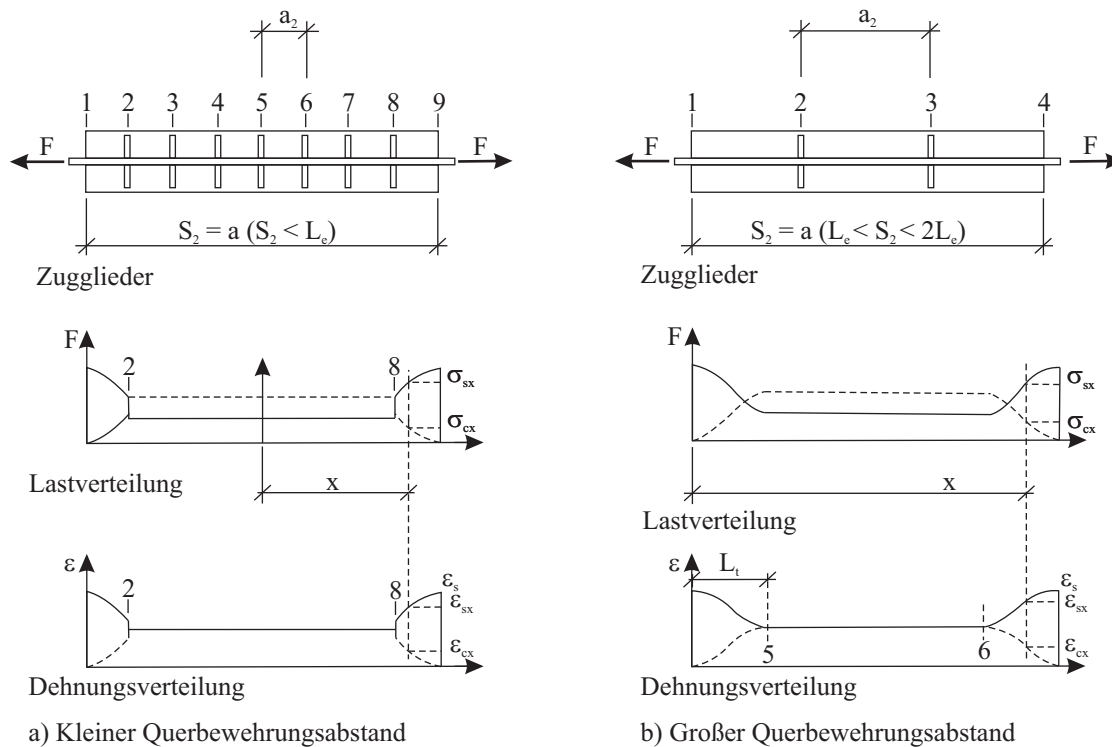


Bild 2.78: Spannungs- und Dehnungsverteilung in Zuggliedern nach LEE ET AL. [67]

Aufbauend auf den im Bild 2.78 dargestellten Fallunterscheidungen entwickelten LEE ET AL. die in Gl. (2.57) gegebenen Randbedingungen für die Bildung von Rissen.

$$\begin{aligned}
 s_q < l_e \quad & s_{ro,min} = s_q \\
 & s_{ro,max} = 2 \cdot s_q \\
 l_e < s_q < 2 \cdot l_e \quad & s_{ro,min} = s_q - l_e \\
 & s_{ro,max} = s_q \\
 2 \cdot l_e < s_q < 3 \cdot l_e \quad & s_{ro,min} = s_q - 2 \cdot l_e \\
 & s_{ro,max} = 2 \cdot l_e \\
 n \cdot l_e < s_q < (n+1) \cdot l_e \quad & s_{ro,min} = s_q - n \cdot l_e \quad n \text{ ganzzahlig} \\
 & s_{ro,max} = 2 \cdot l_e
 \end{aligned} \tag{2.57}$$

Für einen Querbewehrungsabstand s_q , der kleiner als die Verankerungslänge l_e ist, stellt sich demzufolge ein Rissabstand $s_{ro,min}$ entsprechend des Querbewehrungsabstandes ein. Diese Annahme scheint fragwürdig, da sich demzufolge minimalste Rissabstände ergeben würden. Dies widerspricht dem Grundgedanken der Verbundgesetze, die eine Einleitung einer risserzeugenden Spannung in den Beton bis zum Erreichen der Zugfestigkeit f_{ct} des Betons voraussetzt. Ein Riss an einer vorhandenen Querbewehrung kann nur entstehen, wenn die Zugspannungen an der reduzierten Querschnittsfläche am Bügel bzw. an der Querbewehrung die Zugfestigkeit des Betons übersteigen. Als bevorzugten Bereich für die Anordnung der Querbewehrung werden zwei Bereiche angegeben. Dies ist zum einen der Bereich zwischen 0 und $0,75 \cdot s_q/l_e$ und zum anderen der Bereich zwischen $1,0$ und $1,5 \cdot s_q/l_e$.

KRELLER (1990)

KRELLER hielt fest, dass eine vorhandene Querbewehrung eine Störstelle in einem Betonbauteil unter Zugspannung darstellt. Auf der Grundlage von theoretischen Ansätzen wurden von Kreller Ansätze für die Lokalisierung der Risse in Abhängigkeit der Querbewehrung bzw. der Bügel getroffen. Unter Verwendung der Lasteinleitungslänge l_e und dem Abstand der Querbewehrung bzw. des Bügelabstandes s_q beim abgeschlossenen Rissbild gilt:

$$\begin{aligned}
s_q < l_e \quad s_{ro} &= n \cdot s_q & n \text{ ganzzahlig} \\
l_e \leq s_q < 2 \cdot l_e \quad s_{ro} &= s_q \\
2 \cdot l_e \leq s_q < 3 \cdot l_e \quad s_{ro} &= 0,5 \cdot s_q \\
3 \cdot l_e \leq s_q < 4 \cdot l_e \quad s_{ro} &= s_{ro} = \frac{s_q^2}{6 \cdot (s_q - 2 \cdot l_e)}
\end{aligned}
\tag{2.58}$$

Größere Querbewehrungsabstände wurden nicht weiter beleuchtet. Kritisch ist die Formulierung des Rissabstandes für Querbewehrungsabstände kleiner als die Lasteinleitungslänge zu sehen, da sich nicht zwangsläufig ein Vielfaches des Querbewehrungsabstandes als Rissabstand einstellen muss. Vielmehr kann auch eine Rissbildung zwischen den Querbewehrungen auftreten.

EIBL & STOLZE (1992)

EIBL & STOLZE [34] untersuchten in Drei-Punkt-Biegeversuchen die Kraftumlagerung an Platten mit orthogonalem Bewehrungsnetz. Als Bewehrung wurden Q- und R-Matten eingesetzt, die in verschiedenen Winkeln zur Stützrichtung angeordnet wurden. Im Ergebnis der Untersuchungen konnte kein Einfluss der Bewehrungsausrichtung auf die Traglast der einzelnen Platten bei gleichem Bewehrungsgrad festgestellt werden. Ein wesentlicher Einfluss der Bewehrungsorientierung konnte auf das Verformungsverhalten bzw. das Rotationsvermögen der Versuchskörper herausgestellt werden. Ein Einfluss der Bewehrungsorientierung auf die Rissbildung bzw. das Rissbild wurde mit dem gewählten Versuchsaufbau nicht festgestellt. Zur Untersuchung des Einflusses der Bewehrungsorientierung auf das Rissbild ist ein Versuchsaufbau mit einem Bereich eines konstanten Momentenverlaufes, z. B. ein Vier-Punkt-Biegeversuch, geeigneter.

In den Versuchen stellen EIBL & STOLZE ein Auftreten von Rissen in der Querbewehrungen fest und führen es auf die Störung der Zugzone infolge der Querbewehrung zurück. Aufbauend auf dieser Erkenntnis treffen EIBL & STOLZE für ihre Untersuchungen und zur numerischen Nachrechnung der Versuche die in Gl. (2.59) gezeigten Annahmen.

$$\begin{aligned}
0,75 \cdot s_q \leq s_{rm} \leq 1,25 \cdot s_q \quad s_{ro} &= s_q \\
0,25 \cdot s_q \leq s_{rm} \leq 0,75 \cdot s_q \quad s_{ro} &= 0,5 \cdot s_q
\end{aligned}
\tag{2.59}$$

EIBL & STOLZE bezogen hierbei ihre Angaben auf den rechnerischen Rissabstand nach MARTIN ET AL. [79] nach Gl. (2.60). Hierin wurde die Profilierung des Stahles über den Faktor k_2 berücksichtigt mit

- $k_2 = 1,0$ für glatte Stähle,
- $k_2 = 0,8$ für profilierte Stähle und
- $k_2 = 0,5$ für gerippte Stähle.

Die Art der Belastung fließt über den Faktor k_3 ein, es gilt:

- $k_3 = 1,0$ für zentrische Zugbeanspruchung und
- $k_3 = 0,5$ für reine Biegung.

$$s_{rm} = 50 \text{ mm} + \frac{1}{4} \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{d_s}{\rho_{eff}} \quad (2.60)$$

Es gilt die vereinfachte Annahme, dass der mittlere Rissabstand s_{rm} der doppelten Verankerungslänge l_e entspricht. Ab einem Querbewehrungsabstand s_q größer der zweifachen Verankerungslänge ist die Bildung eines Risses zwischen benachbarten Querbewehrungen möglich. EIBL & STOLZE formulieren hier jedoch, dass bei einem Querbewehrungsabstand zwischen 80 % und 133 % des mittleren Rissabstandes lediglich ein Rissabstand s_{ro} von $0,5 \cdot s_q$ auftritt. Diese obere Grenze ist kritisch zu betrachten, da bei einem Querbewehrungsabstand von $s_q = 4 \cdot s_{rm}$ mindestens drei Risse auftreten können. Die Festlegung der oberen Grenze mit einem Querbewehrungsabstand des dreifachen Wertes des mittleren Rissabstandes scheint hier sinnvoller.

Beträgt der Querbewehrungsabstand s_q zwischen 80 % und 133 % des mittleren Rissabstandes, bilden sich Risse an der Querbewehrung aus. Als kritisch wird die Festlegung der unteren Grenzen angesehen, da sie nahezu den Streubereich der Betonzugfestigkeit f_{ct} widerspiegeln und somit nicht zwingend an jedem Querbewehrungsstab ein Riss auftreten muss.

PURAINER (2005)

PURAINER [89] führte verschiedene Versuche an plattenförmigen Versuchskörpern durch. Neben dem Last- und Verformungsverhalten, auf welches im Kapitel 2.2.4 näher eingegangen wird, war auch die Rissbildung von Interesse. Daher werden an dieser Stelle die Ergebnisse zur Abhängigkeit des Rissabstandes von der Querbewehrung beschrieben.

PURAINER gibt unter Berücksichtigung der Querbewehrung für den mittleren Rissabstand s_{ro} aufbauend auf den Beziehungen von LEE [67] die folgenden Beziehungen (Gl. (2.61)) an. Unterschreitet der Querbewehrungsabstand s_q den Verankerungsbereich l_e , so spricht PURAINER von kleinen Bewehrungsabständen und geht hierbei von einer zusätzlichen Querschnittsschwächung aus. Dies führt zu einer abgeminderten Lasteinleitungslänge $l_{e,abg}$. Mit dieser unteren Grenze gilt:

$$\begin{aligned} s_q < l_{e,abg} \quad & s_{ro,min} = l_{e,abg} \\ & s_{ro,max} = 2 \cdot l_{e,abg} \\ l_{e,abg} \leq s_q < l_e \quad & s_{ro,min} = s_q \\ & s_{ro,max} = 2 \cdot l_{e,abg} \\ n \cdot l_e \leq s_q < (n+1) \cdot l_e \quad & s_{ro,min} = s_q - n \cdot l_e \quad n \text{ ganzzahlig} \\ & s_{ro,max} = 2 \cdot l_e \end{aligned} \quad (2.61)$$

Die zuvor genannten Formulierungen geben nach PURAINER den mittleren Rissabstand s_{ro} für große Querbewehrungsabstände nur unzureichend wieder. PURAINER gibt an, dass bei einem Querbewehrungsabstand des 3,7-fachen mittleren Rissabstandes keine signifikante Beeinflussung mehr auftritt. Es stellt sich der

mittlere Rissabstand eines gezogenen Betonkörpers ohne Querbewehrung ein. Im Bereich des Querbewehrungsabstandes $l_{e,abg} \leq s_q \leq 1,48 \cdot s_{rm}$ traten Risse fast ausschließlich an der Querbewehrung auf. Dies rechtfertigte die Annahme, dass in diesem Bereich der mittlere Rissabstand dem Querbewehrungsabstand entspricht. Es wurden zwei weitere Bereiche definiert, in denen der mittlere Rissabstand s_{ro} bei vorhandener Querbewehrung zu 50 % bzw. 33 % des Querbewehrungsabstandes angenommen wurde. Die folgenden Formulierungen spiegeln diese Annahmen wider.

$$\begin{aligned}
 s_q < l_{e,abg} & \quad s_{ro} = 1,35 \cdot l_{e,abg} \\
 l_{e,abg} \leq s_q \leq 1,48 \cdot s_q & \quad s_{ro} = s_q \\
 1,48 \cdot s_{rm} \leq s_q \leq 2,8 \cdot s_q & \quad s_{ro} = 0,5 \cdot s_q \\
 2,8 \cdot s_{rm} \leq s_q \leq 3,7 \cdot s_q & \quad s_{ro} = 0,33 \cdot s_q \\
 3,7 \cdot s_{rm} \leq s_q & \quad s_{ro} = s_{rm} = 1,35 \cdot l_e
 \end{aligned}
 \tag{2.62}$$

2.2.6 Zusammenfassung der bisherigen Untersuchungen

Im Ergebnis der vorgestellten Arbeiten ist festzustellen, dass ausgehend von einer Spalttrissbildung und damit einhergehender Zunahme der Rissbreite die Verbundeigenschaften von Spanngliedern im nachträglichen Verbund nachteilig beeinflusst werden (vgl. HAGEN [44]). Mit abnehmendem Verhältnis der Betondeckung zum Hüllrohrdurchmesser c_H/d_H nimmt die Spaltbruchwirkung zu und die Verbundtragfähigkeit ab (vgl. ULLNER [121]). Eine rissüberbrückende Querbewehrung verringert die Rissbreite, beeinflusst jedoch nicht den Zeitpunkt der Rissbildung.

Weiterhin wurde festgestellt, dass für Spannglieder mit nachträglichem Verbund die gleichen Gesetzmäßigkeiten wie beim schlaffen Betonstahl gelten. In Bezug auf die Rissbildung bzw. die mittleren Rissabstände kann den Hüllrohren bei mehraxialer Belastung ein Einfluss als Rissbildner zugeschrieben werden. Die Größe des Einflusses hängt stark von der Querschnittsschwächung durch die orthogonal zur Zugrichtung liegende Bewehrung ab und gilt für die schlaffe Bewehrung gleichermaßen (vgl. CHO ET AL. [27], [26]). Eine signifikante Beeinflussung der Rissbildung durch Spannglieder bei einaxialer Zugbelastung ist nicht festzustellen. Jedoch sind durch die unterschiedlichen Verbundfestigkeiten von Spann- und Betonstahl Differenzen in den jeweiligen Dehnungen in Abhängigkeit vom Rissbild und Rissabstand zu verzeichnen (vgl. TUE [119]). Allgemein wird dieses Verhalten als Spannungsumlagerung zwischen Spann- und Betonstahl bezeichnet und als Quotient aus den jeweiligen Dehnungs- bzw. Verbundspannungsanteilen beschrieben. Weiterhin war bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund eine wesentlich feinere Rissbildung mit geringeren Rissweiten im Verpressmörtel gegenüber dem umgebenden Beton festzustellen. Dabei ist die äußere Rissbildung immer an die innere Rissbildung gekoppelt.

Wird der Querschnitt der Versuchskörper betrachtet, so sind zwei Bereiche zu unterscheiden - Beton und Verpressmörtel. Beide weisen unterschiedliche Eigenschaften auf. Infolge der Zugbeanspruchung des Versuchskörpers treten Risse ausgehend von den Rippen der Bewehrung bzw. des Hüllrohres durch lokale Überschreitung der Zugfestigkeit im umgebenden Beton auf (vgl. GOTO [40] und TEPFERS [114]). Schematisch ist das Rissbild in Bild 2.41 dargestellt. Eine innere Rissbildung kann an allen Grenzflächen über die mit-

tels Verbundspannungen übertragenen Kräfte auftreten. Im vorliegenden Fall betrifft dies die Grenzflächen zwischen

- Betonstahl und Beton,
- Hüllrohr und Beton,
- Hüllrohr und Verpressmörtel und
- Spannstahl und Verpressmörtel.

Es kann davon ausgegangen werden, dass die inneren Risse im Hüllrohr den Verpressmörtel komplett durchdringen. In Randnähe bzw. im Rissbereich tritt ein Bereich mit veränderten Verbundeigenschaften auf. Die Länge des gestörten Verbundes ist vom Durchmesser der Bewehrung abhängig. Eine Übertragbarkeit dieser Gesetzmäßigkeit auf Spannglieder kann nicht ausgeschlossen werden.

In den bisher durchgeführten Arbeiten wurde im Allgemeinen die Rissbildung und das Verbundverhalten von Spannstählen unter einaxialer Belastung untersucht. Lediglich in Ausziehversuchen wurde der Einfluss einer Querdrukbeanspruchung mit einer damit einhergehenden Verbesserung der Verbundeigenschaften geprüft (vgl. TROST ET AL. [117]). Ergebnisse zum Einfluss einer Querkzugbeanspruchung auf das Verbund- und Verformungsverhalten von Spanngliedern liegen bisher nicht vor. Eine Beeinflussung der Erstrissspannung durch eine zweiaxiale Zugbelastung konnte durch CHO ET AL. [26] allerdings mit widersprüchlichem Ergebnis nachgewiesen werden.

Inwieweit eine orthogonal zur Hauptzugrichtung wirkende sekundäre Zugkraft das Verformungsverhalten von Spannstahl im nachträglichen Verbund und von schlaffer Bewehrung beeinflusst ist bisher nicht beleuchtet worden. Hier setzt die vorliegende Arbeit die Untersuchungen zum Einfluss einer zweiaxialen Zugbeanspruchung auf das Verbund- und Verformungsverhalten der verschiedenen Bewehrungen fort. Weiterhin wird der Einfluss einer zweiaxialen Zugbeanspruchung auf die Erstrisslasten von gemischt bewehrten Bauteilen untersucht.

3 Versuche am unbewehrten Beton

3.1 Zweiaxiale Zugversuche an unbewehrtem Beton

3.1.1 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm umfasste zwei Versuchsreihen mit insgesamt 50 Versuchskörpern. Dabei wurden 26 Versuchskörper aus einem Beton der Festigkeitsklasse C40/50 und 24 Versuchskörper mit einem Beton der Festigkeitsklasse C20/25 geprüft. In den beiden Versuchsreihen wurden die vier Zugspannungsverhältnisse $\sigma_2 : \sigma_1 = 0; 0,25; 0,5$ und 1 getestet.

Für jede Versuchsserie wurden mit Hilfe von Standardprüfungen die Druck-, Zug- und Spaltzugfestigkeit geprüft. Weiterhin erfolgte die Bestimmung des Elastizitätsmoduls. In Tabelle 3.1 ist die Anzahl der durchgeführten Versuche je Serie in den jeweiligen Spannungsverhältnissen angegeben.

Tabelle 3.1: Anzahl der Versuche je Spannungsverhältnis

Betonklasse	Zugspannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1$			
	1:0	1:0,25	1:0,5	1:1
C40/50	6	6	6	8
C20/25	6	6	6	6

3.1.2 Versuchskörper

Die Mehrzahl bekannter Versuchsergebnisse wurde an scheibenförmigen Probekörpern erzielt. Deshalb wurden bei den eigenen Versuchen ebenfalls Scheiben mit den Maßen $20 \times 20 \times 5 \text{ cm}^3$ verwendet. Diese Prüfkörperform hat sich bereits in einem vorangegangenen Forschungsprojekt zur Druck-Zug-Tragfähigkeit von hochfesten Betonen (HPC) bewährt (vgl. HAMPEL [45]). Weiterhin war durch diese Geometrie eine bessere Vergleichbarkeit mit den umfangreichen Versuchen von KUPFER [62] gegeben. Die exakte Geometrie wurde nach der abschließenden Oberflächenbehandlung überprüft und aufgemessen. Die gemessenen Geometriewerte flossen in die Auswertung ein. Im Anhang A, Tabelle A.3 und A.4 sind die aufgemessenen Geometriedaten tabellarisch erfasst. Im Ergebnis der Geometriebestimmung konnte eine hohe Maßhaltigkeit der Versuchskörper festgestellt werden.

3.1.3 Verwendete Baustoffe, Herstellung und Lagerung

Für die Herstellung der Probekörper wurden zwei Betonzusammensetzungen gewählt, die den Festigkeitskennwerten eines Betons C20/25 und eines C40/50 nach der zum Zeitpunkt der Prüfung geltenden Norm DIN 1045-1 [13] entsprechen. Das Größtkorn betrug 16 mm. Für den Projektteil „Bestimmung der Festigkeit des Betons unter zweiaxialer Zugbeanspruchung“ sind in der Tabelle 3.2 die Mischrezepturen für die verwendeten Betone zusammengestellt.

Tabelle 3.2: Mischrezepturen für zweiaxiale Zugversuche an unbewehrtem Beton

Mischrezeptur je m ³	Menge	
	C40/50	C20/25
Zement CEM I 42,5R	379,7 kg	
Zement CEM I 32,5R		270,4 kg
Sand 0/2	701,4 kg	748,4 kg
Kies 2/8	594,2 kg	748,0 kg
Kies 8/16	504,3 kg	374,7 kg
Wasser	182,3 l	190,6 l
w/z	0,48	0,70

Die Versuchskörper wurden aus einem Betonprisma gewonnen. Dieses wurde in einer Präzisionsschalung aus Stahl mit den lichten Innenmaßen von 20,2×20,2×21,9 cm³ hergestellt. Die Würfel wurden auf einem Rütteltisch 60 s bei 60 Hz verdichtet, anschließend mit feuchten Tüchern abgedeckt. Am ersten Tag nach dem Betonieren wurden die Versuchskörper ausgeschalt, sieben Tage im Wasserbad gelagert und anschließend bei 20 °C Lufttemperatur und 65 % relativer Luftfeuchte in der Klimakammer entsprechend DIN EN 12390-2 [5] gelagert. Am siebenten Tag erfolgte das Heraussägen der Scheiben aus dem Prisma. Die Sägeschnitte wurden senkrecht zur Betonierrichtung angeordnet. Der so gewonnene Rohling wurde durch allseitiges Schleifen der Oberflächen vom Zementleim gereinigt und die Schnittflächen geebnet.

3.1.4 Messtechnik

Mit Hilfe der applizierten Messtechnik wurden die Verformungen der Versuchskörper aufgezeichnet. Auf den im Versuch unbelasteten Oberflächen der Versuchskörper wurden Dehnmessstreifen appliziert, deren Messgitterlänge 60 mm betrug. Der Messstellenplan ist Bild 3.1 zu entnehmen. Durch die gegenüberliegende Lage der Dehnmessstreifen konnten eventuell vorhandene Biegeeffekte erfasst werden. Je Lastachse wurden zwei IWA mit einem Messbereich von ±1 mm angeordnet. Mittels dieser diagonal zueinander angeordneten IWA, im Bild 3.1 gestrichelt dargestellt, wurden die Gesamtverformungen des Probekörpers inkl. der Lasteinleitungsmittel gemessen. Die Befestigung der IWA erfolgte an den Anschlussplatten der Bürsten, mit denen die Bürsten an den Kraftzylindern bzw. den Widerlagern in den beiden Belastungsrichtungen befestigt wurden. Mit Hilfe dieser IWA konnte ein Versagen innerhalb der Lasteinleitungsmittel kontrolliert werden. So konnte z. B. bei Versuch VS09-2 festgestellt werden, dass der Bürstenblock aus der Klemmung herausgezogen worden war.

Vor der Applikation der DMS wurde die Betonoberfläche der gesägten Betonscheiben gereinigt und geschliffen. Kleine Unebenheiten auf der Betonoberfläche wurden durch das Aufbringen einer Ausgleichs- und Schutzschicht behoben. Nach dem Auftragen des Schnellklebstoffes Z70 der Firma HBM auf der Oberfläche konnten die DMS appliziert werden.

Der fertige Versuchskörper ist im Bild 3.2 a) dargestellt. Der im Prüfraum eingebaute Prüfkörper ist im Bild 3.2 b) zu sehen.

Die eingeleiteten Zugkräfte wurden mittels Kraftmessdosen in jeder Belastungsachse erfasst. Außerdem erfolgte die Aufzeichnung des Maschinenweges in beiden Kraftrichtungen. Diese Größe diente lediglich der Kontrolle der Belastungsgeschwindigkeit und dem Vergleich mit der Probekörperverformung. Die Werte wurden nicht zur Auswertung der Versuche herangezogen. Eine Temperaturkompensation erfolgte.

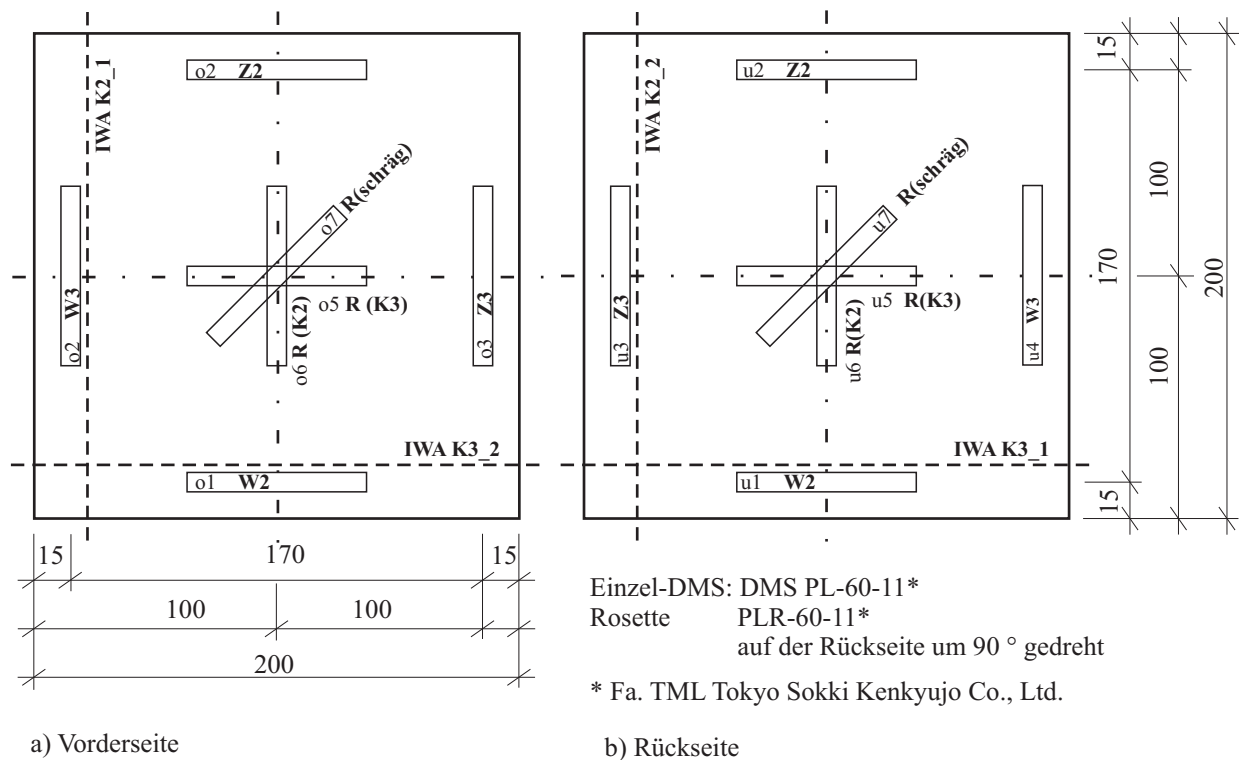


Bild 3.1: Messstellenplan für zweiaxiale Zugversuche

3.1.5 Versuchsstand

Die Versuche wurden in der Triaxial-Prüfmaschine des Otto-Mohr-Laboratoriums der Technischen Universität Dresden durchgeführt. Im Bild 3.3 ist der Versuchsrahmen mit Blick auf die beiden Widerlager der eingesetzten Lastachsen dargestellt. Die Maschine, welche aus einem einteiligen gusseisernen Rahmen mit einem Gewicht von 16 t besteht, kann in den drei Belastungsrichtungen jeweils 5000 kN Druck und 500 kN Zug in die Probekörper einleiten. Die separaten servohydraulischen Regelkreise ermöglichen es, jede Lastachse einzeln oder gleichzeitig kraft-, weg- oder dehnungsgesteuert zu fahren, vgl. hierzu HAMPEL [45].

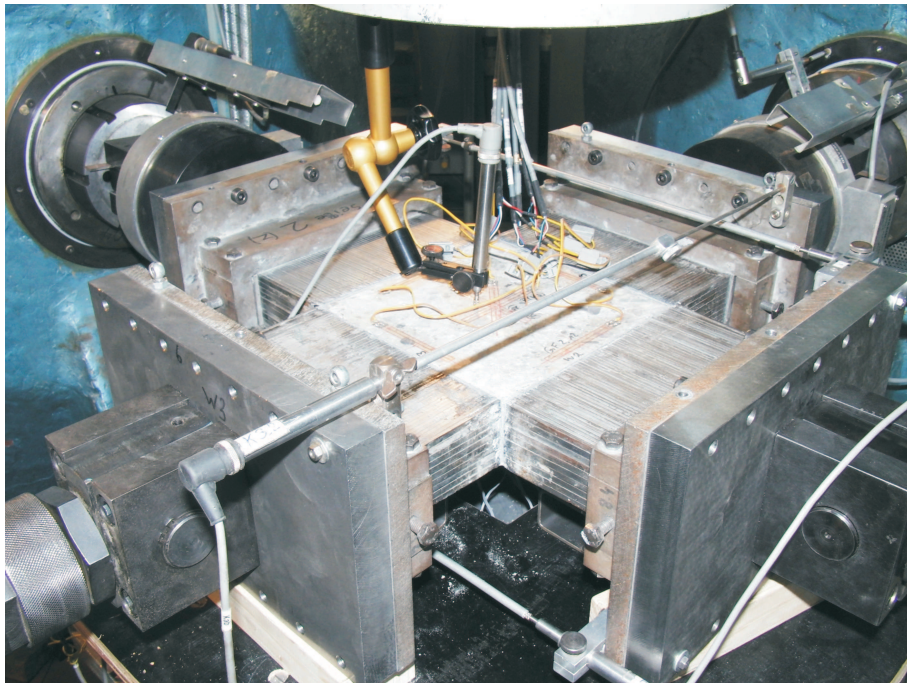
Bedingt durch ihre Ausführung kann die Maschine als sehr steifer Rahmen angesehen werden, der infolge des geringen Lastniveaus bei den Zug-Zug-Versuchen keine signifikanten Verformungen aufweist. In jeder Achse sind ein unverschiebliches Widerlager und ein hydraulischer Zylinder angeordnet. Alle Lastachsen schneiden sich im Zentrum der Maschine in einem Punkt. Der Ruhepunkt liegt im Schnittpunkt der Widerlagerachsen.

Als Lasteinleitungsmittel wurden Bürstenblöcke mit einem Einzelborstenquerschnitt von $3 \times 5 \text{ mm}^2$ verwendet. Die Borsten mit einer Gesamtlänge von 120 mm waren am unteren Ende miteinander auf einer Länge von 45 mm verlötet. Der Zwischenraum zwischen den Bürsten mit einer Breite von 0,1 mm wurde mit Silikon verfüllt, um ein Eindringen des Klebers in die Zwischenräume und ein Verkleben der Borsten zu verhindern. Eine Zwangsbeanspruchung aus verhinderter Querdehnung konnte somit auf ein Minimum reduziert werden. Der Bürstenblock wurde in einem Klemmrahmen auf einer Grundplatte verschraubt, welcher auf einer steifen Stahlplatte saß. Diese wurde über Schraubverbindungen mit den hydraulischen Zylindern bzw. den Widerlagern des Versuchsrahmens verbunden. Die Lasteinleitungsmittel sind im Bild 3.2 a) zu sehen.

Vor dem Verkleben der Lasteinleitungsbürsten wurden die Stirnseiten der Probekörper abgeschliffen. Nach dem Abschleifen und Reinigen der Oberfläche wurden die Bürsten unter Verwendung eines Zweikomponentenklebers aufgeklebt und bis zum Einbau fixiert. Die Applikation der gegenüberliegenden Bürsten erfolgte



a) Versuchskörper nach dem Versuch



b) Versuchstand

Bild 3.2: Versuchskörper für die zweiaxiale Zugversuche

immer gleichzeitig in einer Belastungsachse. Die Tragfähigkeit des zum Einsatz gekommenen Klebers Sika-dur 30 wurde mittels Haftzugversuchen überprüft. Dabei wurde festgestellt, dass eine Oberflächenbehandlung der Stirnflächen erforderlich ist. Diese mussten vor dem Bekleben durch Schleifen vom Zementleim befreit werden. Durch diese Vorbereitung konnte eine ausreichende Haftzugtragfähigkeit erreicht und die Zugkrafteinleitung sichergestellt werden.

Der Einbau der Versuchskörper erfolgte in horizontaler Richtung, vgl. hierzu Bild 3.2 b). Mit Hilfe eines Rahmens wurde der Probekörper mit den angeklebten Bürsten vor dem Einbau fixiert und in der Prüfmaschine auf einen höhenverstellbaren Tisch gesetzt und verschraubt. Der Tisch diente lediglich zur Lagerung des Prüfkörpers während des Einbaus in den Versuchsstand.

3.1.6 Versuchsdurchführung

Im Vorfeld der beiden Hauptversuchsreihen wurden Tastversuche durchgeführt. Durch diese sollten Fehlergrößen und Störeinflüsse bestimmt und minimiert werden. Hierzu zählten vor allem das zwängungsfreie Einbringen der Zugbelastung und die Prüfung der Verklebung der Belastungsbürsten mit der Probekörperoberfläche. Zur besseren Vergleichbarkeit der Ergebnisse der einzelnen Versuchsreihen untereinander wurde darauf geachtet, dass alle Versuchskörper unter gleichen Randbedingungen getestet wurden. Daher wurden die für die einaxialen Zugversuche vorgesehenen Probekörper in der zweiten Achse ebenso mit den Lasteinleitungsbürsten beklebt.

Die durchgeführten Versuche wurden alle mit einer kombinierten Weg-Kraft-Steuerung durchgeführt. Dabei wurde der primäre Kraftkreis H_2 weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,002 mm/s gefahren und der sekundäre Kraftkreis H_1 kraftgesteuert nachgeregelt. Aufbauend auf den vielfältigen Erfahrungen aus vorangegangenen Versuchen (vgl. HAMPEL [45] und SPECK [106]) wurde diese Steuerungsmethode gewählt, da mit ihr ein optimales Anfahren des gewünschten Spannungsverhältnisses erreicht werden kann. Der Versagenszeitpunkt lässt sich mit dieser Steuerungsmethode ebenfalls besser erkennen. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde so festgelegt, dass eine Steigerung der Zugfestigkeit infolge zu hoher Belastungsgeschwindigkeit gemäß CURBACH [29] ausgeschlossen werden konnte.

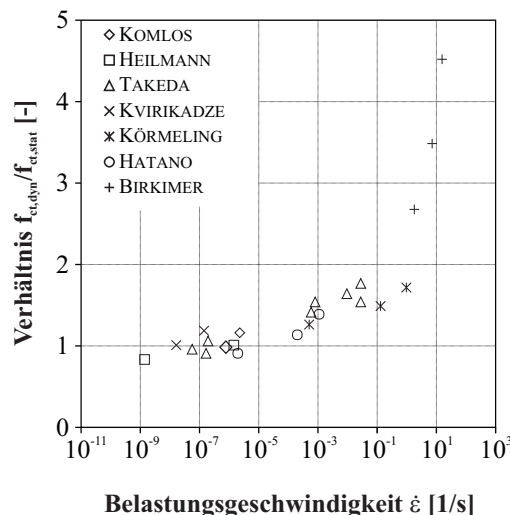


Bild 3.5: Zugfestigkeit von Beton in Abhängigkeit der Belastungsgeschwindigkeit aus CURBACH [29]

In Bild 3.5 ist die Veränderung der Zugfestigkeit des Betons in Abhängigkeit der Belastungsgeschwindigkeit dargestellt. Im Bereich von Dehnraten von $\dot{\epsilon} = 1 \cdot 10^{-7}$ 1/s bis $\dot{\epsilon} = 5 \cdot 10^{-5}$ 1/s tritt keine signifikante Änderung der Zugfestigkeit auf. Bei größeren Dehnraten ist eine Zunahme der relativen Zugfestigkeit

$f_{ct,dyn}/f_{ct,stat}$ zu beobachten. Die am Versuchskörper wirksame Dehnrate in der maßgebenden Belastungsrichtung H_2 betrug ca. $\dot{\varepsilon} = 1 \cdot 10^{-6}$ 1/s und liegt somit im statischen Bereich.

Vor Beginn des eigentlichen Versuches und der Messwertaufzeichnung erfolgte das Aufbringen einer geringen Vorlast von 1 kN je Lastrichtung, was einer Spannung von $\sigma_c = 0,1 \text{ N/mm}^2$ entsprach. Damit konnten sogenannte Anlaufeffekte speziell bei den einaxialen Zugversuchen auf ein Minimum reduziert werden. Im einaxialen Zugversuch wurde die Kraft H_1 permanent konstant gehalten. Parallel dazu erfolgte das Aufbringen der Zugkraft im Kraftkreis H_2 . Alle anderen Versuchsreihen wurden nach dem Aufbringen der Vorlast entsprechend des gewählten Spannungsverhältnisses gefahren.

3.2 Ergebnisse

Als Versuchskörper zur Untersuchung des Verhaltens von Beton unter zweiaxialer Zugbelastung wurden unbewehrte Scheiben analog zu KUPFER [62] verwendet. Im Versuchsprogramm wurden zwei Betonfestigkeitsklassen (C20/25 und C40/50) in vier verschiedenen Zugspannungsverhältnissen (1:0; 1:0,25; 1:0,5; 1:1) geprüft.

3.2.1 Materialeigenschaften

Begleitend zur Herstellung der unbewehrten Betonscheiben für die zweiaxialen Zugversuche wurden je Betoniercharge, d. h. je Versuchsserie, Standardprüfkörper zur Bestimmung der Betoneigenschaften hergestellt. Die Materialeigenschaften wurden entsprechend der zum Zeitpunkt der Prüfung geltenden Normen bestimmt. Je Versuchsserie wurden:

- die Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ an drei Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm gemäß DIN EN 12390-3 [7],
- die Zylinderdruckfestigkeit $f_{c,cyl}$ gemäß DIN EN 12390-3 [7] sowie der Elastizitätsmodul E_c gemäß DIN 1045-1 [13] an drei Zylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm,
- die Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ gemäß DIN EN 12390-6 [6] an drei Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm und
- die zentrische Zugfestigkeit f_{ct} an eingeschnürten Zylindern $d/h = 150/300$ mm gemäß Bild 3.6

bestimmt.

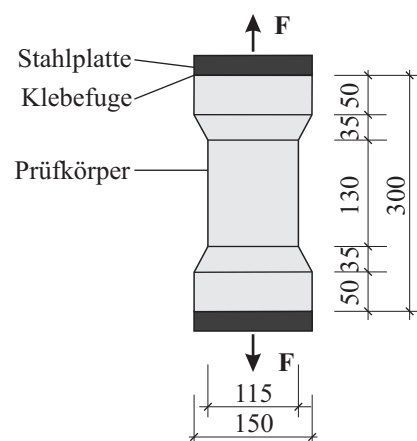


Bild 3.6: Versuchskörper zur Bestimmung der zentrischen Betonzugfestigkeit

Der Durchmesser der Einschnürung des Zylinders zur Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit betrug in der Schalung 115 mm. Der genaue Durchmesser des Versuchskörpers wurde im Anschluss an den Zugversuch an der Bruchfläche bestimmt und lag im Mittel bei 117,2 mm. Der Zugbruch trat bei allen Versuchen im Bereich des reduzierten Querschnittes auf.

Um die spezifischen Materialeigenschaften der Versuchskörper möglichst exakt zu erfassen, erfolgte die Prüfung zeitgleich zur Versuchsdurchführung der Zugversuche an den Betonscheiben. Die Lagerung der Standardprüfkörper erfolgte analog zur Lagerung der Prüfkörper wie in Kapitel 3.1.3 beschrieben.

Die Materialdaten der Versuchsreihen sind als Mittelwerte für die beiden Betonsorten in Tabelle 3.3 angegeben. Eine Auflistung der Werte der Prüfserien erfolgt in Anhang A, Tabelle A.1 und A.2.

Tabelle 3.3: Materialdaten der Betone für die zweiaxialen Zugversuche

Betonart		$f_{c,cube}$	$f_{c,cyl}$	E_c	$f_{ct,sp}$	f_{ct}
C40/50	Mittelwert [N/mm^2]	54,29	45,68	35746	3,24	2,27
	Standardabweichung [N/mm^2]	3,28	1,95	2304	0,92	1,49
	Variationskoeffizient	6 %	4 %	6 %	7 %	14 %
C20/25	Mittelwert [N/mm^2]	27,02	23,85	30341	2,12	2,16
	Standardabweichung [N/mm^2]	1,91	1,83	3306	0,21	0,23
	Variationskoeffizient	7 %	8 %	11 %	10 %	11 %

Vergleich der Materialeigenschaften

Normativ waren die Anforderungen an die Materialeigenschaften des Beton zum Zeitpunkt der Prüfung in der DIN 1045-1 [13] geregelt, ab 01/2012 gelten die Festlegungen in der Norm DIN EN 1992-1-1 [15]. Daher erfolgt hier die Betrachtung der Elastizitätsmoduln der differierenden Ansätze dieser Normen. Im Ergebnis der Prüfung der Zugfestigkeiten konnte festgestellt werden, dass die zentrische Zugfestigkeit f_{ct} des Zylinders ca. 75 % der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ des Betons C40/50 entspricht. Dies konnte durch die ermittelten Eigenschaften beim Beton C20/25 nicht bestätigt werden. Hier lag die zentrische Zugfestigkeit des Zylinders ca. 5 % über der ermittelten Spaltzugfestigkeit. Beide erzielten Verhältnisse werden demnach nicht in DIN 1045-1 [13] abgebildet, hier wird die zentrische Zugfestigkeit zu 90 % der Spaltzugfestigkeit festgelegt.

Auf der Grundlage der Druckfestigkeitsprüfung an einem Zylinder in den Maßen von $d \times h = 150 \times 300 \text{ mm}^2$ kann der E-Modul E_c des Betons gemäß DIN 1045-1 nach Gl. (3.1)

$$E_c = 9500 \cdot f_{c,cyl}^{1/3} \quad (3.1)$$

und gemäß DIN EN 1992-1-1 [15] nach Gl. (3.2)

$$E_c = 22000 \cdot \left(\frac{f_{c,cyl}}{10} \right)^{0,3} \quad (3.2)$$

bestimmt werden. Hinsichtlich der analytischen Bestimmung der Zugfestigkeit existieren keine differierenden Ansätze in den Normen, die Bestimmung der Zugfestigkeit f_{ct} kann nach Gl. (3.3) erfolgen.

$$\begin{aligned} f_{ct} &= 0,30 \cdot f_{c,cyl}^{2/3} \\ f_{ct,sp} &= \frac{0,3}{0,9} \cdot f_{c,cyl}^{2/3} \end{aligned} \quad (3.3)$$

Bild 3.7 zeigt die Gegenüberstellung der Mittelwerte aus den Standardprüfungen mit den analytischen Beziehungen nach DIN EN 1992-1-1 [15]. Für die Mittelwerte der E-Moduln konnte für die eigenen Versuche das Kriterium nach Gl. (3.4) gefunden werden. Die Abweichungen der mit dieser Beziehung berechneten E-Moduln zu den Messwerten beträgt im Mittel 5 %.

$$E_c = 23070 \cdot \left(\frac{f_{c,cyl}}{10} \right)^{0,3} \quad (3.4)$$

Unter Verwendung des Kriteriums nach DIN 1045-1 ließ sich die analytische Beziehung nach Gl. (3.5) finden. Die Abweichungen lagen hierbei ebenfalls im Mittel bei 5 %.

$$E_c = 10250 \cdot f_{c,cyl}^{1/3} \quad (3.5)$$

Für die Bestimmung der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ konnte die Beziehung nach Gl. (3.6)

$$f_{ct,sp} = 0,25 \cdot f_{c,cyl}^{2/3} \quad (3.6)$$

gefunden werden. Zeigt das Kriterium für das E-Modul eine gute Übereinstimmung mit der normativen Regelung, so treten beim Kriterium für die Bestimmung der Spaltzugfestigkeiten Differenzen auf. LEMNITZER ET AL. [68] führten diese Diskrepanz auf die Auswirkung der unterschiedlichen Lagerungsarten, Wasserlagerung bzw. Trockenlagerung, zurück. Die Spaltzugfestigkeit bei Trockenlagerung betrug 85 % der geprüften Spaltzugfestigkeit bei Wasserlagerung.

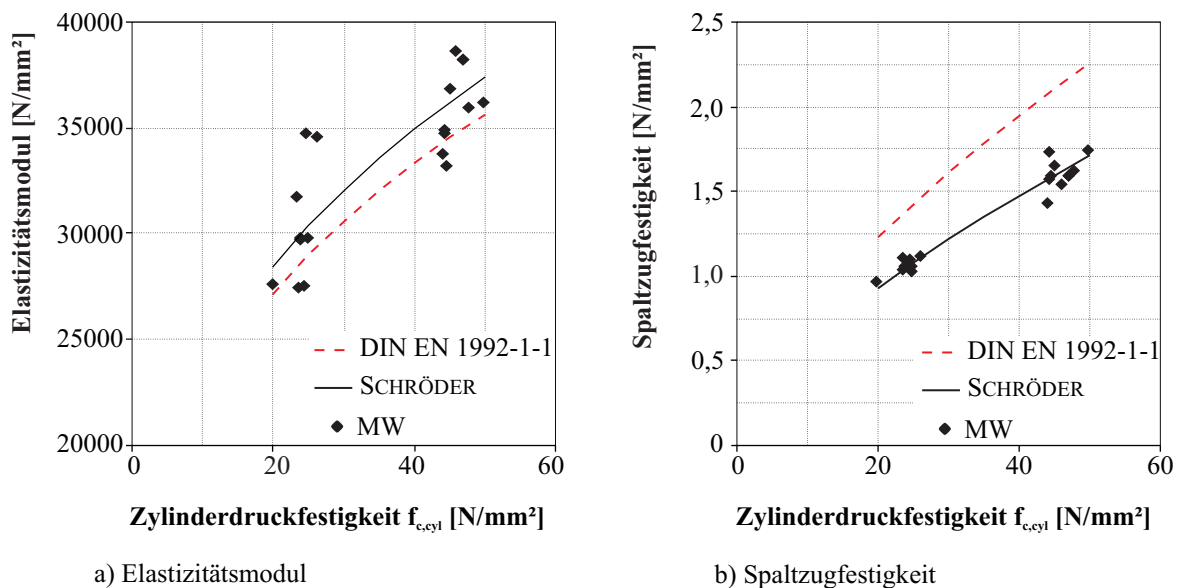
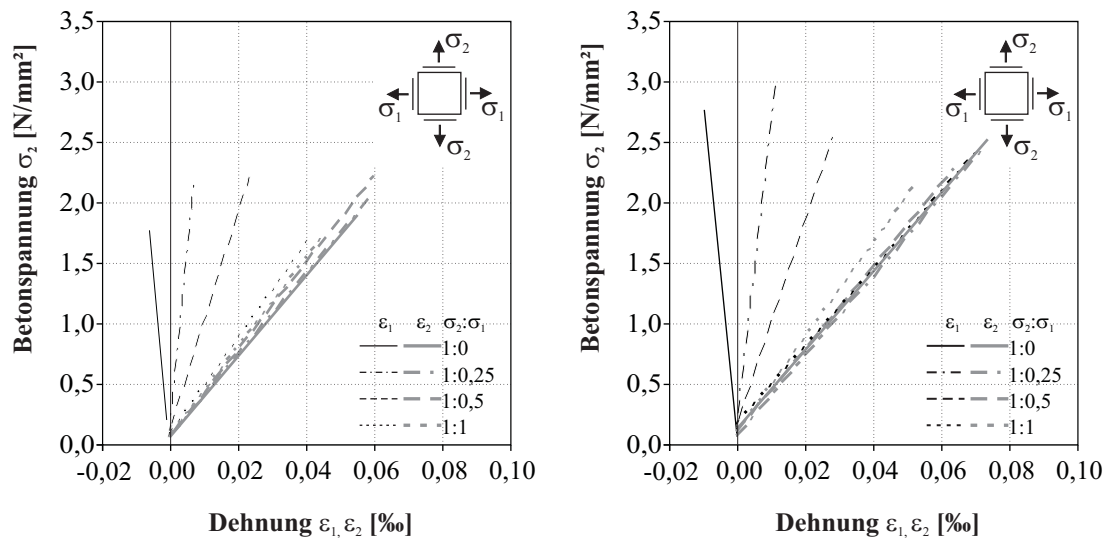


Bild 3.7: Gegenüberstellung der Materialeigenschaften mit DIN EN 1992-1-1 [15]

3.2.2 Spannungs-Dehnungs-Verhalten

In Bild 3.8 sind die aus den mittleren Spannungs-Dehnungs-Linien abgeleiteten Regressionsgeraden für alle Spannungsverhältnisse der beiden verwendeten Betone dargestellt. Die Regressionen wurden aus allen Einzelversuchen des jeweiligen Spannungsverhältnisses gebildet. Die Darstellung der Dehnungen ε_2 und ε_1 erfolgt unter Bezug auf die Hauptzugspannung σ_2 auf der Ordinate. Der Abbildung kann entnommen werden, dass eine zweiachsigale Zugbelastung auf den Anstieg der Regressionsgeraden einen größeren Einfluss beim Beton C20/25 ausübt. Bei beiden Betonen weisen die Geraden im Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1 = 1:1$ den größten Anstieg auf. Daraus kann geschlossen werden, dass in diesen Versuchen die größte Steifigkei-

ten der Versuchskörper und damit einhergehend die geringsten Verformungen zu erwarten sind. Nachteil dieser Darstellung ist, dass hieraus keine Aussagen über die Höhe der erreichten Bruchdehnungen bzw. Nichtlinearitäten zu erkennen sind. Daher werden diese Untersuchungen im Folgenden geführt.



a) Beton C20/25

b) Beton C40/50

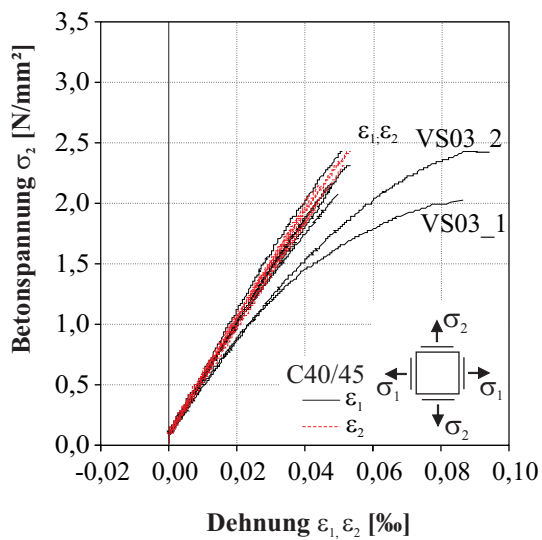
Bild 3.8: Regressionen der mittleren Spannungs-Dehnungs-Linien der zweiaxialen Zugversuche

Bild 3.9 zeigt die mittleren Spannungs-Dehnungs-Linien der Versuche mit einem Beton C40/50, die Darstellung der gemessenen Dehnungen ε_1 und ε_2 erfolgt in Abhängigkeit der Betonspannung σ_2 . Eine deutliche Zunahme der maximalen Dehnungen mit abnehmenden Spannungsverhältnissen $\sigma_2 : \sigma_1$ ist zu erkennen. Im einaxialen Zugversuch treten die größten Dehnungen auf, sie betragen im Mittel 0,081 ‰ in der Zugrichtung H_2 . Die Mittelwerte der erreichten maximalen Dehnungen sind in Tabelle 3.4 wiedergegeben.

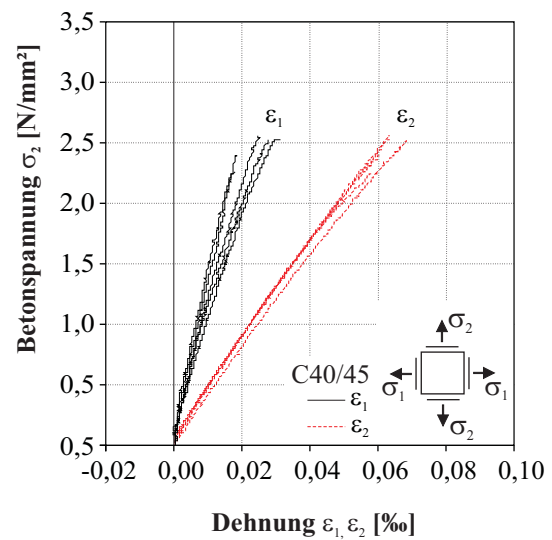
Tabelle 3.4: Mittelwerte der maximalen Spannungen und Dehnungen C40/50

Spannungs- verhältnis	maximale Spannungen		maximale Dehnungen	
	σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	ε_1 [‰]	ε_2 [‰]
$\sigma_2 : \sigma_1$				
1:0	2,91	0,10	0,081	-0,004
1:0,25	2,48	0,62	0,072	0,013
1:0,5	2,46	1,24	0,066	0,028
1:1	2,18	2,18	0,050	0,063

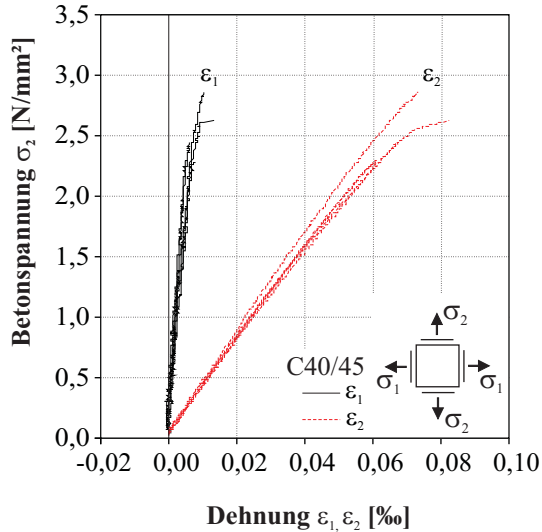
Die Entfestigung unter Zugeinwirkung und somit eine Zunahme der Dehnung bei gleichbleibender Belastungsgeschwindigkeit wird bei einer Größenordnung von ca. 75 % der Gesamtlast erkennbar. Die genaue Untersuchung der Nichtlinearität erfolgt im Abschnitt 3.2.8. Insgesamt betrachtet kann eine große Homogenität der aufgezeichneten Spannungs-Dehnungs-Linien festgestellt werden. Große Abweichungen der Spannungs-Dehnungs-Verläufe sind bei Versuchsserie VS03 im Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1 = 1:1$ zu erkennen. Hier wurde eine starke Krümmung des Dehnungsverlaufes in der Lastrichtung H_1 festgestellt. Die geprüften Materialeigenschaften dieser Versuchsserie zeigten keine Auffälligkeiten. Eine Abweichung in der Steuerung des Versuches trat nicht auf. Auffallend bei beiden Versuchskörpern waren die starken Dehnungen auf der Oberseite im Vergleich mit den Dehnungen auf der Unterseite. Dies ließ auf einen großen Biegeeinfluss schließen, der sich letztendlich in den Mittelwerten der Dehnungen ε_1 niederschlägt. Der Biegeeinfluss kann unter anderem auf einen gekrümmten Sägeschnitt zurückgeführt werden, bei dem die gegenüberliegenden Seiten eine konvexe und eine konkave Fläche beschreiben. Durch den Austausch



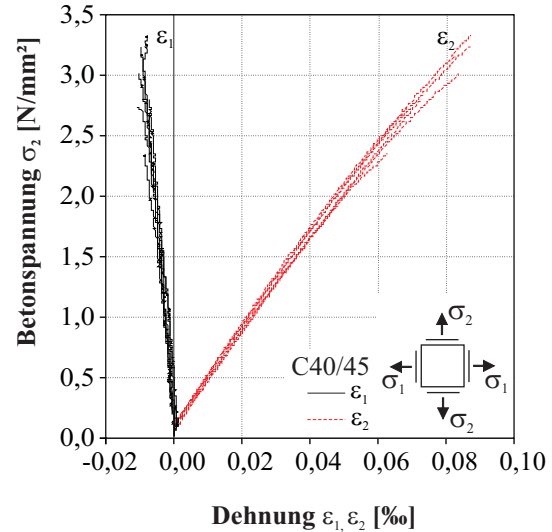
a) Vergleich Spannungsverhältnis 1:1



b) Vergleich Spannungsverhältnis 1:0,5



c) Vergleich Spannungsverhältnis 1:0,25



d) Vergleich Spannungsverhältnis 1:0

Bild 3.9: Spannungs-Dehnungs-Linien der Einzelversuche für die zweiaxialen Zugversuche des Betons C40/50

des Sägeblattes wurde dieser Fehler in den folgenden Serien behoben. Zur besseren Übersicht ist eine Einzeldarstellung der Kraft-Dehnungs-Verläufe im Anhang A, Kapitel A.4 gegeben.

Analog zu der Darstellung der Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons C40/50 erfolgt in Bild 3.10 die Darstellung für die Versuche der Betongüte C20/25. Die Mittelwerte der erreichten maximalen Dehnungen ε_1 , ε_2 sowie die dazugehörigen Spannungen σ_1 und σ_2 sind in Tabelle 3.5 angegeben.

Tabelle 3.5: Mittelwerte der maximalen Spannungen und Dehnungen C20/25

Spannungs- verhältnis $\sigma_2 : \sigma_1$	maximale Spannungen		maximale Dehnungen	
	σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	ε_1 [‰]	ε_2 [‰]
1:0	1,45	0,09	0,046	-0,002
1:0,25	1,57	0,40	0,049	0,008
1:0,5	1,93	0,96	0,056	0,025
1:1	1,38	1,35	0,041	0,037

Wie bereits bei den Versuchen der Betonfestigkeitsklasse C40/50 erkannt wurde, konnte erst ab ca. 70 % eine Veränderung des linearelastischen Verlaufes der Graphen für den Beton C20/25 festgestellt werden. In beiden Versuchsreihen wurde mit dem Erreichen der maximalen Zugfestigkeit das plötzliche Versagen des Versuchskörpers festgestellt. Ein Nachbruchverhalten in Form eines abfallenden Astes nach Erreichen der Maximalspannung konnte nicht aufgezeichnet werden.

3.2.3 Elastizitätsmodul

Neben der Auswertung des Dehnungsverhaltens war auch die Bestimmung des Elastizitätsmoduls des Betons unter einaxialer Zugbeanspruchung von Interesse. Die Berechnung erfolgte im Bereich des linearen Verlaufes der Betondehnung ε_2 zwischen 30 % und 60 % der Maximallast im Versuch (Gl. (3.7)).

$$E_{ct} = \frac{\sigma_{c2m;60} - \sigma_{c2m;30}}{\varepsilon_{c2m;60} - \varepsilon_{c2m;30}} \quad (3.7)$$

Bild 3.11 a) zeigt die unter Verwendung der angegebenen Beziehung ermittelten Ergebnisse für den Beton C20/25 und Bild 3.11 b) für den Beton C40/50. Die so ermittelten Werte wurden den in einaxialen Druckversuchen am Zylinder ermittelten E-Moduln der jeweiligen Serien gegenübergestellt. Die Darstellung der Mittelwerte der einaxialen Zugversuche erfolgt als gestrichelte Linie.

Der in Gl. (3.7) gezeigte Ansatz gilt jedoch nur bei einer reinen einaxialen Belastung, unter einer zweiaxialen Belastung muss der Ansatz nach Gl. (3.8) gewählt werden.

$$E = \frac{\sigma_2^2 - \sigma_1^2}{\varepsilon_2 \cdot \sigma_1 - \varepsilon_1 \cdot \sigma_2} \quad (3.8)$$

Die unter Verwendung der Gl. (3.8) für die Versuche in den Spannungsverhältnissen $\sigma_2 : \sigma_1 = 1:0; 1:0,25; 1:0,5$ bestimmten Werte der E-Moduln liegen nur geringfügig über den mit Gl. (3.7) bestimmten Werten. Für den Beton C20/25 wurde mit Gl. (3.8) ein Elastizitätsmodul von 34562 N/mm² bzw. für den Beton C40/50 ein Elastizitätsmodul von 38913 N/mm² bestimmt.

Die an den Scheiben bestimmten E-Moduln unter Zugbelastung liegen bei Verwendung der Gl. (3.7) mit 22 % beim Beton C20/25 und mit 8 % beim Beton C40/50 über den aus den Standardprüfungen ermit-

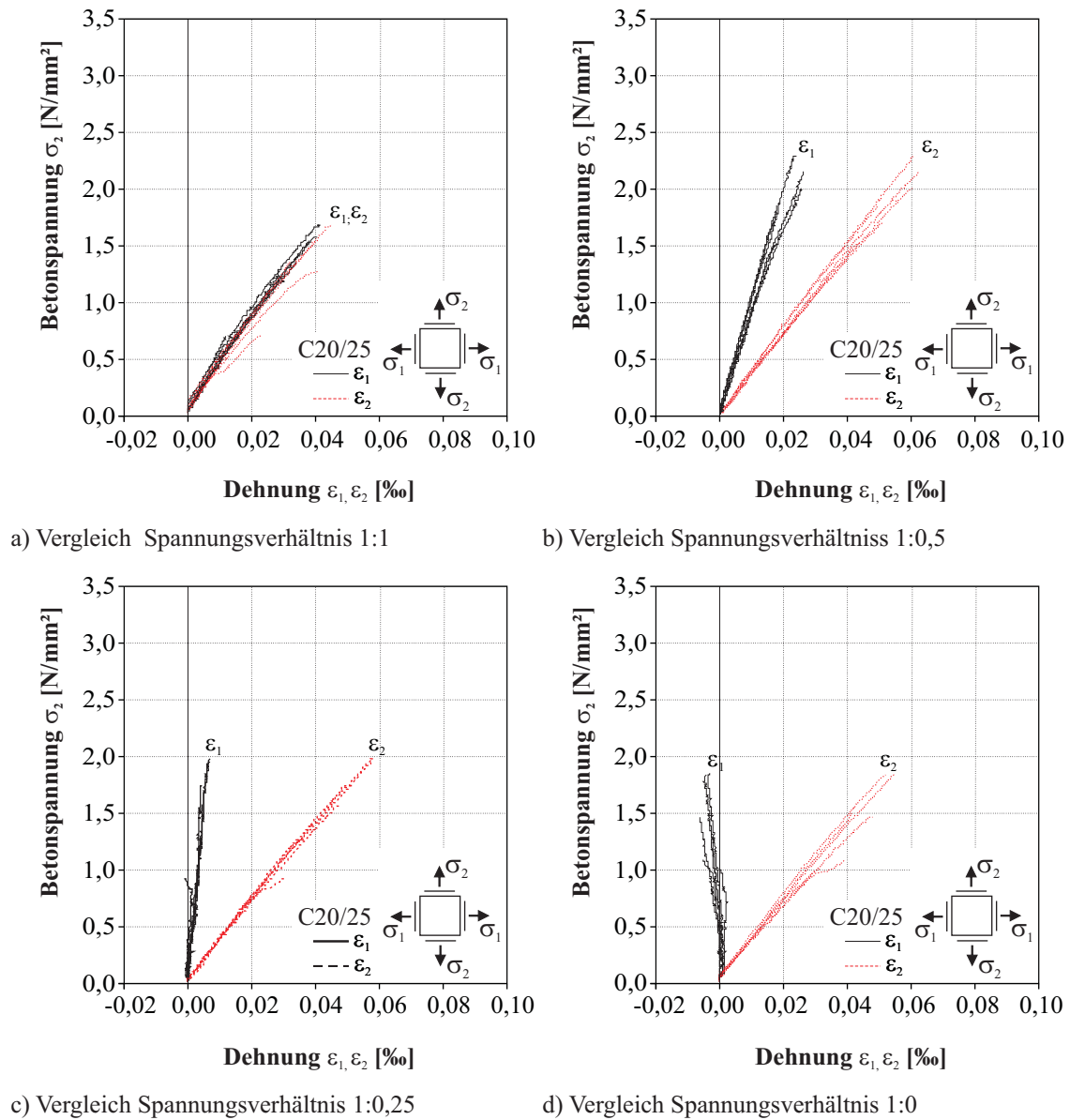


Bild 3.10: Spannungs-Dehnungs-Linien der Einzelversuche für die zweiachialen Zugversuche des Betons C20/25

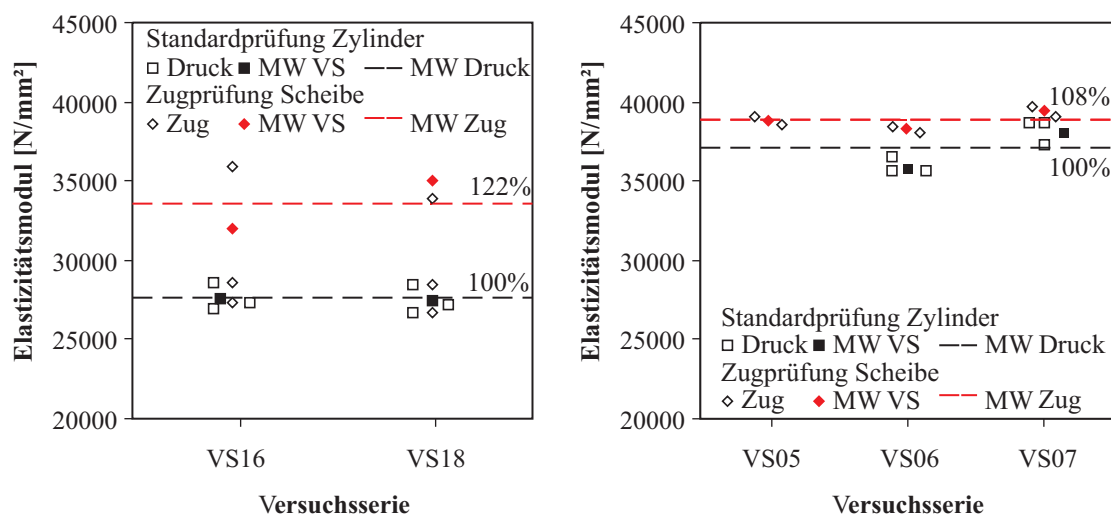


Bild 3.11: Elastizitätsmodul der Scheiben unter einaxialer Zugbelastung

telten Werten des E-Moduls unter Druckbelastung. Eine tabellarische Zusammenstellung der berechneten Mittelwerte der E-Moduln ist in Tabelle 3.6 gegeben.

Tabelle 3.6: Mittelwerte der Elastizitätsmoduln für den einaxialen Zugversuch

Belastungsart	Prüfkörper	Maße [mm ² ; mm ³]	C20/25 [N/mm ²]	C40/50 [N/mm ²]
Druck	Zylinder	300 × 150	27567	37083
Zug	Scheibe	200 × 200 × 50	33535 *	38826*
Zug/Druck			122%	108%

* nach Gl. (3.7)

3.2.4 Querdehnzahl

Erfährt ein Festkörper eine äußere Belastung, so ändert er i. d. R. seine Form, nicht aber sein Volumen. Infolge einer Lasteintragung ändert der Körper seine Länge Δl , senkrecht zur äußeren Beanspruchungsrichtung ändert sich gleichzeitig die Dicke Δd . Das Verhältnis der Änderung der Dicke zur ursprünglichen Dicke d wird als Querdehnung bezeichnet. Die Querdehnzahl des Betons unter Zugbeanspruchung wird der Literatur folgend zwischen den Werten 0,11 und 0,26 angegeben. In Abhängigkeit der Betongüte differenzierte NEVILLE [83] die Querdehnzahl und gab für einen hochfesten Beton eine Querdehnzahl von 0,11 und für einen niederfesten Beton von 0,21 an. Auch KUPFER [62] differenziert die Querdehnzahl in Abhängigkeit des E-Moduls und damit von der Festigkeit des Betons, er gibt einen Bereich zwischen 0,18 und 0,21 an. Die Bandbreite der Querdehnung gibt DUDA [31] unter Druck- und Zugbeanspruchung im Bereich von 0,15 bis 0,26 an. Weitere Angaben zur Querdehnung für Beton unter Zugbeanspruchung werden von TASUJI [112] mit 0,16 und von MAL'COV & PAK [77] mit 0,167 gegeben. In Abhängigkeit der herrschenden Zugspannung unterscheidet SCHOLZ [100] die Querdehnzahl unter Zugbelastung. Bei geringen Zugbeanspruchungen bis 40 % der Zugfestigkeit wird eine Querdehnzahl von 0,13 und bei weiterer Laststeigerung bis ca. 80 % der Zugfestigkeit mit 0,22 angegeben. Infolge fortschreitender Gefügezerstörung steigt bei einer weiteren Laststeigerung die Querdehnzahl drastisch an, dies ist auf die beginnende Gefügezerstörung zurückzuführen. Eine Unterscheidung der Querdehnzahl unter Druck- bzw. Zugbelastung erfolgt bei SCHOLZ nicht.

Aus den gemessenen Verformungen lassen sich unter Verwendung der Beziehungen (3.9) und (3.10) die Querdehnzahlen der untersuchten Betone nach Gl. (3.12) für die einaxialen Zugversuche an den Scheiben bestimmen.

$$\varepsilon_2 = \frac{\sigma_2}{E_2} - \mu_1 \cdot \frac{\sigma_1}{E_1} \quad (3.9)$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_1} - \mu_2 \cdot \frac{\sigma_2}{E_2} \quad (3.10)$$

$$\mu = \mu_1 = \mu_2 \quad (3.11)$$

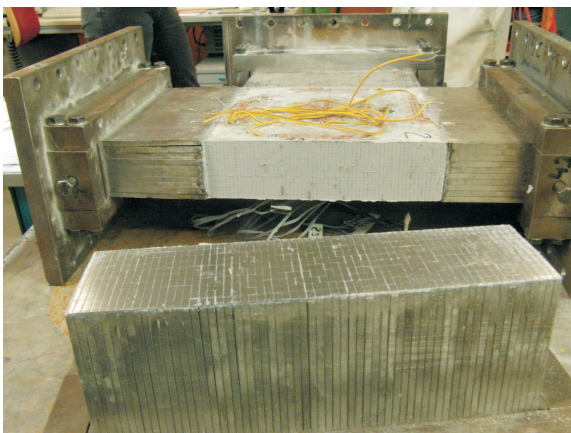
$$\mu = \frac{\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} \sigma_1 - \sigma_2}{\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} \sigma_2 - \sigma_1} \quad (3.12)$$

Da die Versuchswerte Streuungen unterliegen, wurden die Querdehnzahlen aus der mittleren Spannungs-Dehnungs-Linie der jeweiligen Versuche bestimmt. Die so ermittelten Querdehnzahlen betragen für den Beton C40/50 $\mu = 0,127$ und für den Beton C20/25 $\mu = 0,118$. Diese Werte lagen unter den in der Literatur

gefundenen Werten. Die mit zunehmendem E-Modul steigenden Querdehnnzahlen bestätigen die von KUPFER getroffenen Aussagen. Die Querdehnnzahl ist von der Betongüte abhängig und nimmt mit steigendem E-Modul zu.

3.2.5 Versagensbilder

Bei einer Überschreitung der lokalen Zugfestigkeit tritt meist senkrecht zur größten wirkenden Zugspannung σ_2 ein Versagen im Probekörper auf. In der Regel versagten die Probekörper in der Betonfläche, lediglich bei zwei Probekörpern trat ein Versagen in der Klebefuge auf. Eine Berücksichtigung dieser Versuche in der Auswertung erfolgte nicht. Bild 3.12 stellt Fotos des Versagens in der Klebefuge dar. Zeigt Bild 3.12 a) ein komplettes Versagen, so zeigt Bild 3.12 b) ein teilweises Versagen der Verklebung, beginnend an einer Ecke des Versuchskörpers.



a) Komplettes Versagen



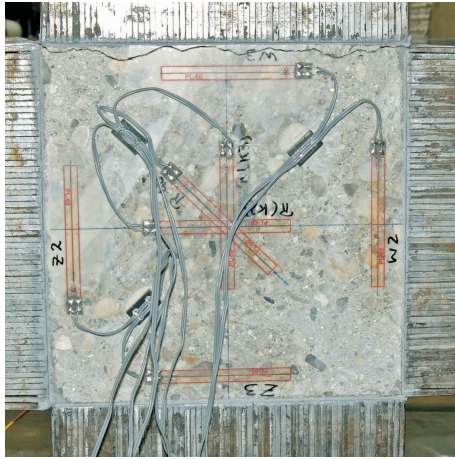
b) Teilweises Versagen

Bild 3.12: Versagen in der Klebefuge

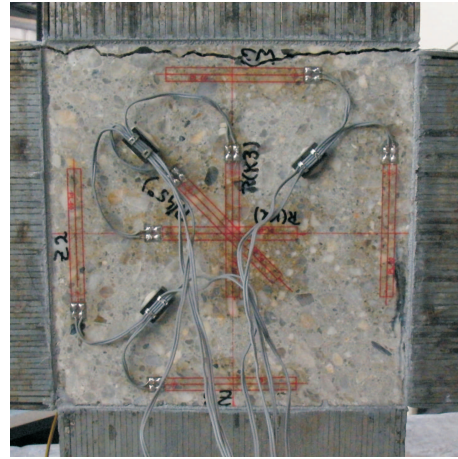
Bei Versuch VS10-1 wurde ein Bürstenblock aus dem Klemmrahmen gezogen, ein Bruch der Betonscheibe konnte nicht erreicht werden. Typische Versagensbilder für die jeweiligen Spannungsverhältnisse sind in Bild 3.13 gezeigt.

Die Randnähe der Versagensebenen zu den Lasteinleitungsbürsten ist zu erkennen. Daher ist eine kritische Beurteilung dieser Versuchsergebnisse erforderlich. Im Rahmen des DFG-Schwerpunktprogrammes 1182 „Nachhaltiges Bauen mit ultrahochfestem Beton“ untersucht SPECK [107] unter anderem die zweiaxiale Druck-Zug- und Zug-Zug-Festigkeit von ultrahochfestem Beton. In diesem Vorhaben werden Würfel mit einer Kantenlänge von 10 cm unter Verwendung von Lasteinleitungsbürsten in der Triaxialprüfmaschine geprüft. Die Vergleichbarkeit zu den hier durchgeführten Versuchen ist durch die gleiche Lasteinleitungsart und den gleichen Versuchsaufbau gegeben. Die Ergebnisse sind im Hinblick auf die Lage der Versagenszone zur Lasteinleitung für die Auswertung der eigenen Versuche interessant. Ein Auszug der Ergebnisse ist in Bild 3.14 dargestellt.

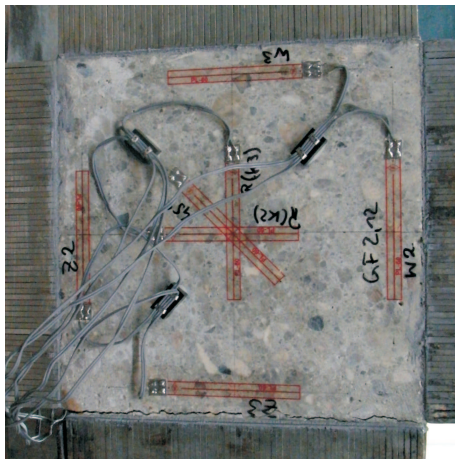
Die bisher unveröffentlichten Ergebnisse aus Bild 3.14 zeigen, dass offenbar kein Einfluss des Abstandes der Versagenszone zur Klebefuge bzw. Lasteinleitungsmittel auf die erreichten Bruchwerte besteht. Somit kann für die eigenen durchgeführten Versuche davon ausgegangen werden, dass das Versagen in Randnähe keinen Einfluss auf die erzielten Ergebnisse hat.



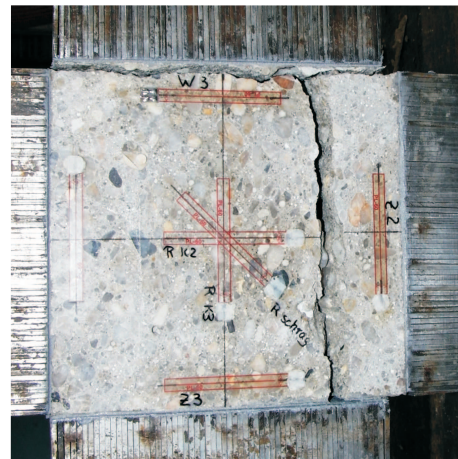
a) Spannungsverhältnis 1:0



b) Spannungsverhältnis 1:0,25



c) Spannungsverhältnis 1:0,5



d) Spannungsverhältnis 1:1

Bild 3.13: Typische Bruchbilder

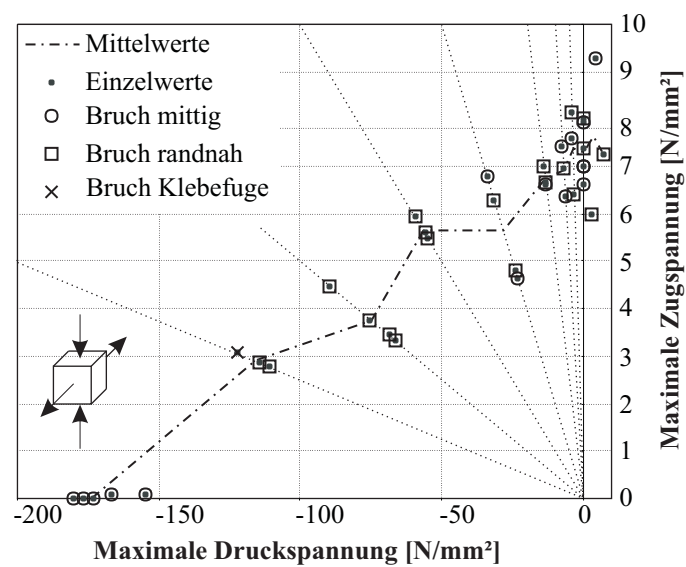


Bild 3.14: Einfluss der Versagensart auf die Bruchspannung bei Druck-Zug-Versuchen mit UHPC nach SPECK [107]

3.2.6 Betondehnungen beim Versagen

Im Bild 3.15 und Bild 3.16 sind die Einzel- und Mittelwerte der zugehörigen Dehnungen der erreichten Maximalspannungen dargestellt. Auf der Abszisse sind die Mittelwerte der Prüfkörperdehnungen in Lastrichtung H_1 und auf der Ordinate die dazugehörigen Dehnungen in Lastrichtung H_2 abgebildet. Den Diagrammen kann somit das Dehnungsverhältnis bei Versagen der Probe entnommen werden.

Werden die in Bild 3.15 a) und b) erreichten Bruchdehnungen miteinander verglichen, so ist zu erkennen, dass die erreichten Dehnungen des Betons C20/25 geringer als die maximalen Dehnungen des Betons C40/50 sind. Die Mittelwerte der Bruchdehnungen des Betons C40/50 lagen im Schnitt um ca. 35 % über den Werten des Betons C20/25. Weiterhin kann festgestellt werden, dass die Werte des Betons C20/25 deutlich stärker streuen als beim Beton C40/50. Bildet sich für den Beton C20/25 kein eindeutiger Trend in den gemessenen Bruchdehnungen ab, so ist für den Beton C40/50 eine nahezu stetige Abnahme der Bruchdehnungen mit steigender zweiter Lastkomponente zu verzeichnen. Auffallend beim Beton C20/25 ist die starke Zunahme der Dehnungen bei einem Spannungsverhältnis von $\sigma_2 : \sigma_1 = 1:0,5$.

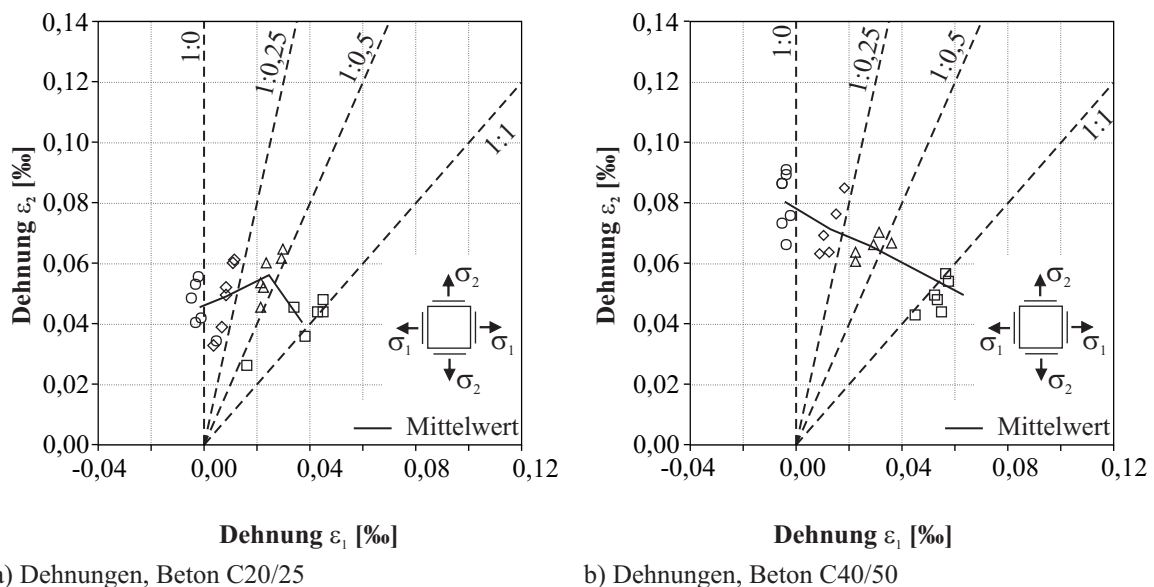
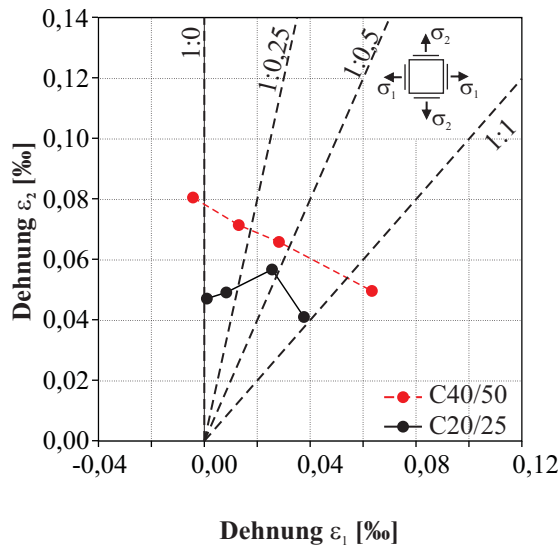


Bild 3.15: Maximale Dehnungen der zweiaxialen Zugversuche

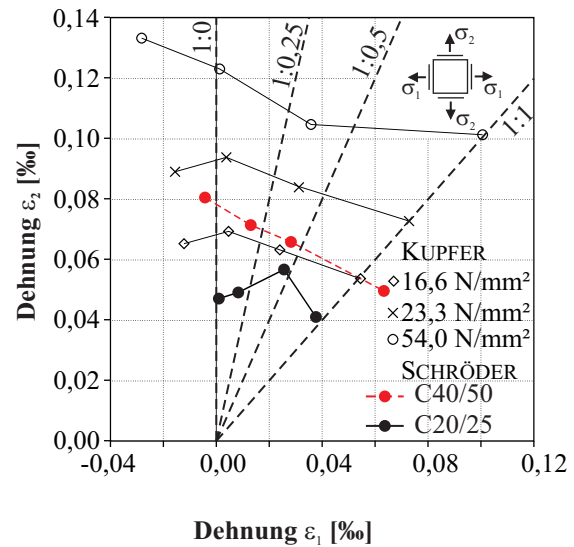
Eine Gegenüberstellung der mittleren maximalen Dehnungen der beiden geprüften Betonsorten zeigt Bild 3.16 a), tabellarisch sind die Mittelwerte in Tabelle 3.7 erfasst. Weiterhin wurden in Bild 3.16 b) die ermittelten Dehnungen der eigenen Versuche den von KUPFER [62] angegebenen Dehnungen gegenübergestellt.

KUPFER nutzte zur Erfassung der Verformungen je Versuchskörperoberfläche IWA mit einer Messlänge von 14 cm, die IWA waren zueinander orthogonal angeordnet. Im Vergleich der Messergebnisse konnten die Abnahme der maximalen Dehnungen mit zunehmendem Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1$ durch die eigenen Versuche in der Betongüte C40/50 bestätigt werden. Die Dehnungen nahmen bei KUPFER [62] mit steigender Betongüte in den jeweiligen Spannungsverhältnissen $\sigma_2 : \sigma_1$ zu. Diese Tendenz konnte durch die eigenen Versuche bestätigt werden. Insgesamt wiesen die von KUPFER angegebenen Werte betragsmäßig wesentlich größere Dehnungen als die in den eigenen Versuchen ermittelten Werte auf.

Bild 3.17 a) zeigt die Einordnung der in den durchgeführten Versuchen erreichten Dehnungen in Abhängigkeit der Zugfestigkeit f_{cm} und Bild 3.17 b) in Abhängigkeit der Druckfestigkeit in den zusammengetragenen Datensatz (vgl. Abschnitt 2.1.1). Die eigenen Messergebnisse sind schwarz hervorgehoben. Ebenfalls dargestellt sind die linearen Regressionen über alle Messergebnisse, diese stellen somit eine Novellierung der Ergebnisse aus Bild 2.24 dar.



a) Zusammenfassung der Mittelwerte

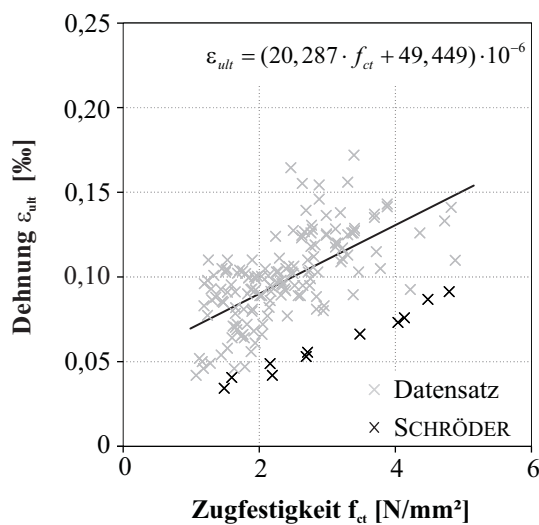


b) Vergleich der Mittelwerte

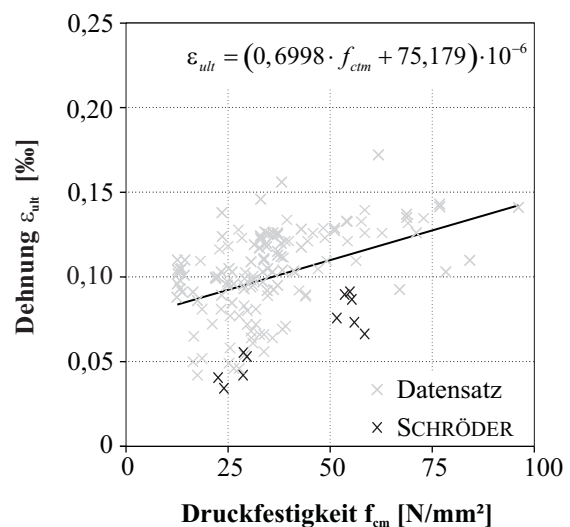
Bild 3.16: Mittelwerte der maximalen Betondehnungen

Tabelle 3.7: Mittlere Dehnungen

Betonsorte	$\sigma_2 : \sigma_1$	ε_1 [‰]	ε_2 [‰]
C40/50	1:0	-0,004	0,081
	1:0,25	0,013	0,072
	1:0,5	0,028	0,066
	1:1	0,063	0,050
C20/25	1:0	-0,002	0,046
	1:0,25	0,008	0,049
	1:0,5	0,025	0,056
	1:1	0,037	0,041



a) Zugfestigkeit



b) Druckfestigkeit

Bild 3.17: Bruchdehnungen in Abhängigkeit der Zug- bzw. Druckfestigkeit

Bild 3.18 a) zeigt auf der Ordinate die Bruchdehnungen ε_{ult} und auf der Abszisse das Verhältnis f_{ct}/E . Dieses Verhältnis drückt die ideale Bruchdehnung unter dem Ansatz des linearelastischen Verhaltens des Betons unter einer Zugbeanspruchung aus. Nimmt das Verhältnis f_{ct}/E zu, steigen die gemessenen Bruchdehnungen ebenfalls an. Die Gesamtheit der Daten wird gut durch den nach Gl. (3.13) bestimmten Ansatz abgebildet. Werden nur die Werte der eigenen Versuche betrachtet, so weisen diese einen steileren Anstieg auf. Diesem Ansatz und dem Bild 3.18 a) kann entnommen werden, dass die Bruchdehnung größer als die nach dem linearelastischen Ansatz bestimmte Bruchdehnung ist. In Bild 3.18 b) erfolgt daher die Darstellung der Bruchdehnung ε_{ult} bezogen auf die linearelastischen Ansatz f_{ct}/E gemäß Gl. (3.14).

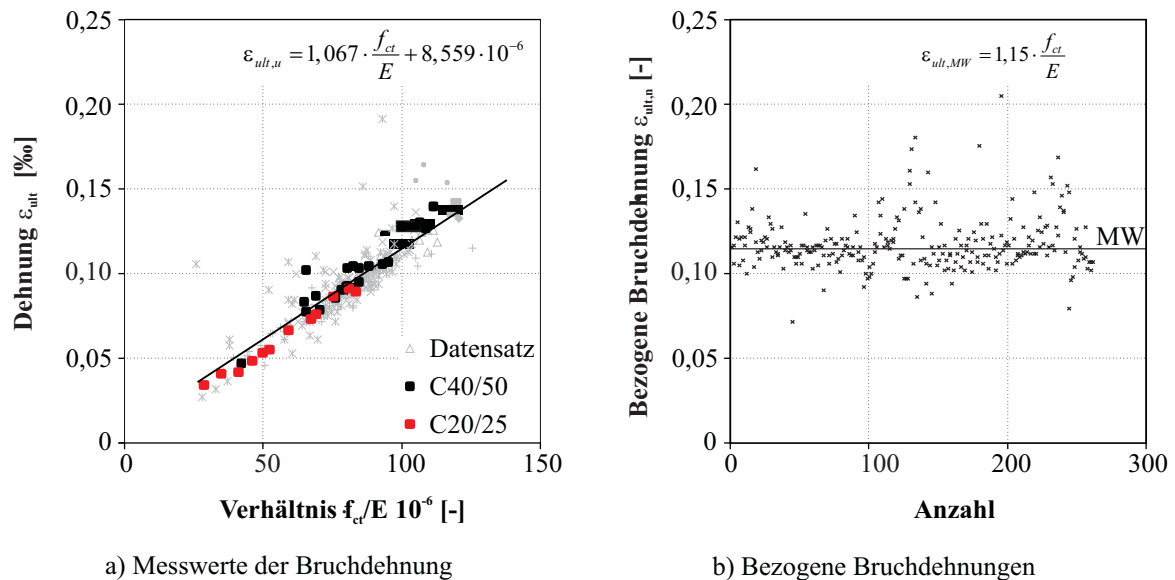


Bild 3.18: Bruchdehnungen

$$\varepsilon_{ult} = 1,067 \cdot \frac{f_{ct}}{E} + 8,559 \cdot 10^{-6} \quad (3.13)$$

$$\varepsilon_{ult,n} = \frac{\varepsilon_{ult}}{\frac{f_{ct}}{E}} \quad (3.14)$$

Die dargestellten Ergebnisse lassen den Schluss zu, dass die Bruchdehnung im Mittel 15 % über den theoretischen Bruchdehnungen liegt. Eine Differenzierung hinsichtlich Geometriekörperform, Zuschlagsgröße, Betongüte etc. erfolgt hier nicht. Bild 3.18 a) zeigt auch, dass der Ansatz der Bruchdehnung nach MC90 [3] von 0,15 ‰ nur eine grobe Näherung der Bruchdehnung des Betons über alle Festigkeitsklassen darstellt. Eine Differenzierung der maximalen Bruchdehnung der verschiedenen Betongüten ist zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens daher dringend notwendig.

3.2.7 Maximale Betonspannungen

Mit Hilfe der erzielten Bruchkräfte und der gemessenen Querschnittsflächen (Anhang A.1; Tabelle A.3 und A.4) wurden die jeweiligen Bruchspannungen je Lastachse nach den Gleichungen (3.15) und (3.16) bestimmt.

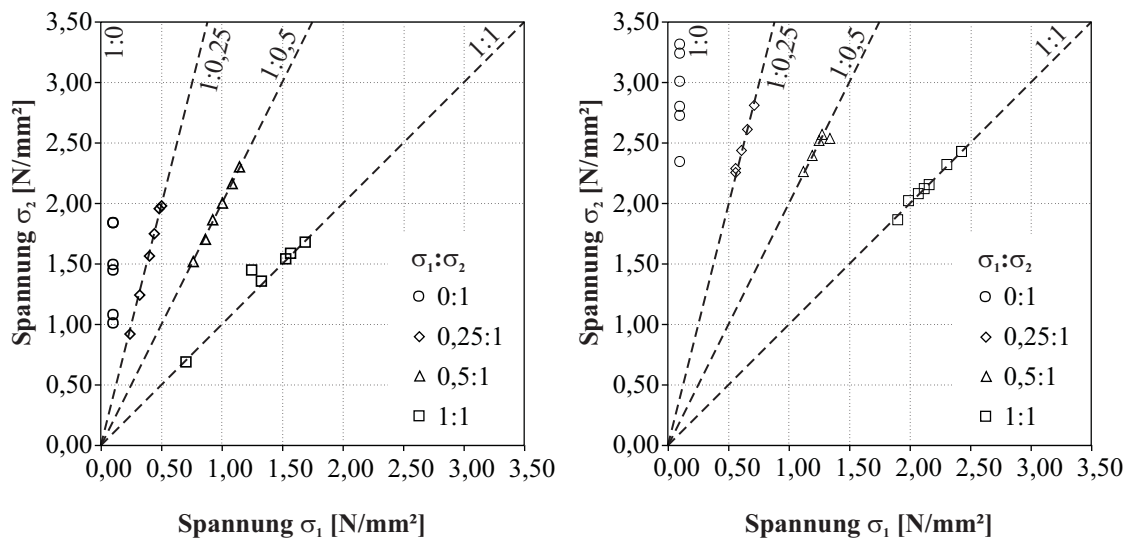
$$\sigma_1 = \frac{F_1}{A_1} \quad (3.15)$$

$$\sigma_2 = \frac{F_2}{A_2} \quad (3.16)$$

Bild 3.19 zeigt die ermittelten Spannungen σ_1 , abgebildet auf der Abszisse, und σ_2 , abgebildet auf der Ordinate. Die streuenden Materialwerte zwischen den einzelnen Versuchsserien beeinflussen maßgeblich die erzielten Versuchsergebnisse und müssen daher in der Auswertung berücksichtigt werden. Unter Bezug der berechneten maximalen Spannungen auf die jeweiligen Mittelwerte der Spaltzugfestigkeiten $F_{ct,sp}$ der Versuchsserie können diese Streuungen berücksichtigt werden (vgl. Anhang A; Tabelle A.1 und A.2). Mit Gleichung (3.17) und (3.18) erhält man bezogene Spannungen, mit denen ein Vergleich der einzelnen Versuchsserien unabhängig von der serienspezifischen Zugfestigkeit möglich war.

$$\sigma_1^* = \frac{\sigma_1}{f_{ct,sp}} \quad (3.17)$$

$$\sigma_2^* = \frac{\sigma_2}{f_{ct,sp}} \quad (3.18)$$



a) Beton C20/25

b) Beton C40/50

Bild 3.19: Maximale Betonspannungen der zweiaxialen Zugversuche

Die normierten Größen der zweiaxialen Zugfestigkeit werden aus dem Verhältnis der maximalen Spannung infolge zweiaxialer Zugbelastung und des Mittelwertes der erreichten einaxialen Zugfestigkeit der Scheiben ($\sigma_{2;0}^*$) berechnet (vgl. Gl. (3.19) und (3.20)).

$$\sigma_{1;n} = \frac{\sigma_1^*}{\sigma_{2;0}^*} \quad (3.19)$$

$$\sigma_{2;n} = \frac{\sigma_2^*}{\sigma_{2;0}^*} \quad (3.20)$$

Die normierten Werte finden Eingang in die grafische Darstellung des Festigkeitsverhaltens des Betons unter zweiaxialer Zugbelastung in Bild 3.20 a) und 3.20 b). Der Streubereich der einaxialen Zugfestigkeit ist für die jeweilige Betongüte grau hinterlegt, wobei die obere Grenze dem 95%-Quantilwert und die untere Grenze dem 5%-Quantilwert der einaxialen Zugfestigkeit entspricht.

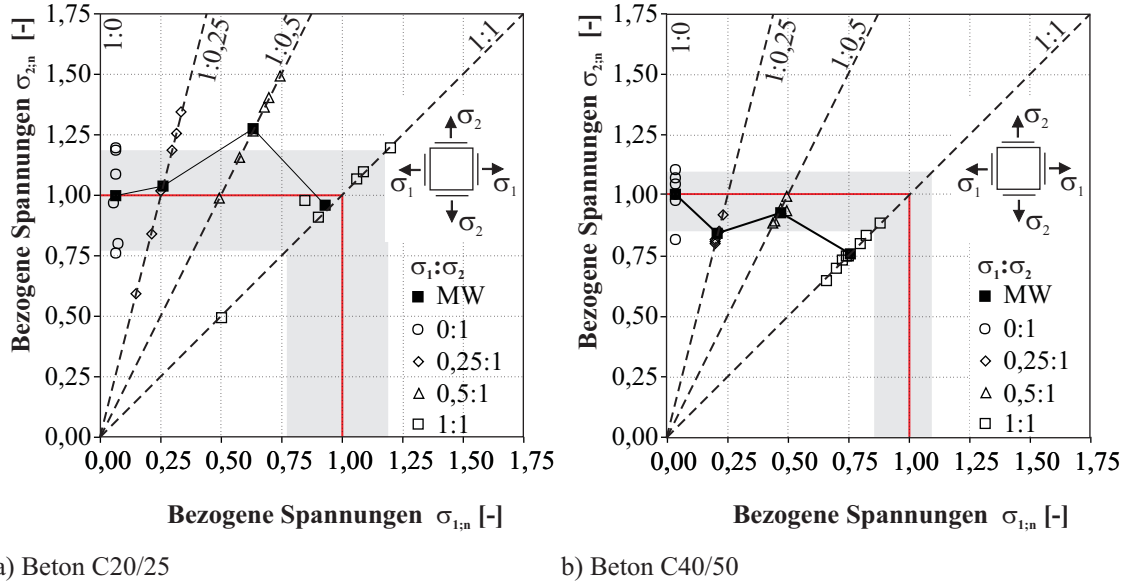


Bild 3.20: Bezogene maximale Spannungen der zweiaxialen Zugversuche

Es ist zu erkennen, dass eine allgemeingültige Aussage zum Verhalten der Betone unter zweiaxialer Zugbelastung nicht möglich ist. In Bild 3.20 a) ist für den Beton C20/25 festzustellen, dass die zweiaxiale Betonzugfestigkeit bei einem Spannungsverhältnis 1:1 annähernd der einaxialen Zugfestigkeit entspricht. Für den Beton C40/50 ist in Bild 3.20 b) festzustellen, dass die Festigkeit unter zweiaxialer Zugbelastung gegenüber der einaxialen Zugfestigkeit abnimmt und bei einem Spannungsverhältnis von 1:1 76 % der einaxialen Zugfestigkeit entspricht. Bei den Spannungsverhältnissen von $\sigma_2 : \sigma_1 = 1:0,25$ bzw. $1:0,5$ werden beim Beton C20/25 höhere Werte als im einaxialen Zugversuch erreicht.

Eine Festlegung eines allgemeingültigen Bruchkriteriums aus den beiden geprüften Betonfestigkeitsklassen ist daher nicht möglich. Deshalb wird an dieser Stelle für beide geprüften Betonsorten ein jeweiliges zutreffendes Bruchkriterium angegeben. Das Verhalten der Zugfestigkeit des Betons C40/50 unter zweiaxialer Zugbelastung lässt sich unter Anwendung des Ansatzes von AOYAGI & YAMADA [18] gut approximieren und ist in Gl. (3.21) dargestellt.

$$\sigma_{2;n;C40/50} = 1 - 0,23 \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right)^{0,68} \quad \text{für } 0 \leq \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \leq 1 \quad (3.21)$$

Die Anwendung des Ansatzes AOYAGI & YAMADA auf die Versuchsergebnisse des Betons C20/25 ermöglichte keine zufriedenstellende Bestimmung eines Bruchkriteriums für den Beton C20/25. Daher wurde für die Bestimmung des Bruchkriteriums des Betons C20/25 ein quadratischer Ansatz gewählt, siehe Gl. (3.22).

$$\sigma_{2;n;C20/25} = 1 - 1,19 \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right)^{1,4} + 1,16 \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \quad \text{für } 0 \leq \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \leq 1 \quad (3.22)$$

Die in den Gl. (3.21) und (3.22) angegebenen Beziehung gelten unter der Bedingung, dass die Hauptspannung σ_2 größer als die Nebenspannung σ_1 ist. In Bild 3.21 wird die gute Übereinstimmung der gefundenen Modelle mit den erzielten Ergebnissen ersichtlich. Die zweiachsale Zugfestigkeit für das z. B. in einem zylinderförmigen Containment vorherrschende Spannungsverhältnis von $\sigma_2 : \sigma_1 = 1:0,5$ wird durch das Modell hinreichend genau beschrieben und spiegelt die Abnahme der zweiachsalen Zugfestigkeit des Betons C40/50 um 24 % gegenüber der einaxialen Zugfestigkeit wider. Die Zunahme der Zugfestigkeit des Betons in den Spannungsverhältnissen $\sigma_2 : \sigma_1 = 1:0,5$ bzw. $1:0,25$ wird durch das Kriterium nach Gl. (3.22) erfasst.

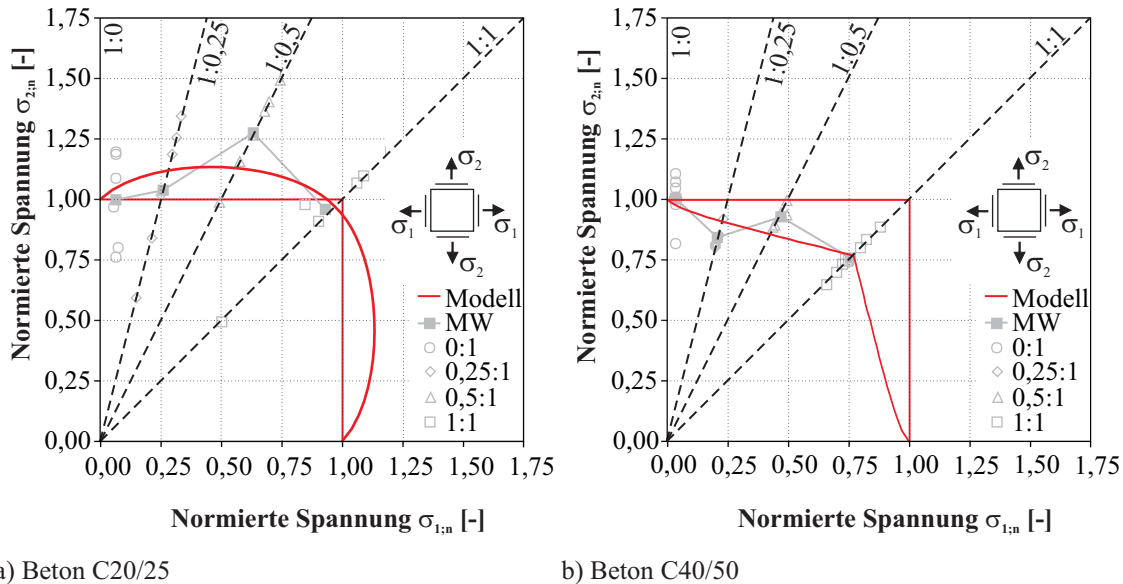
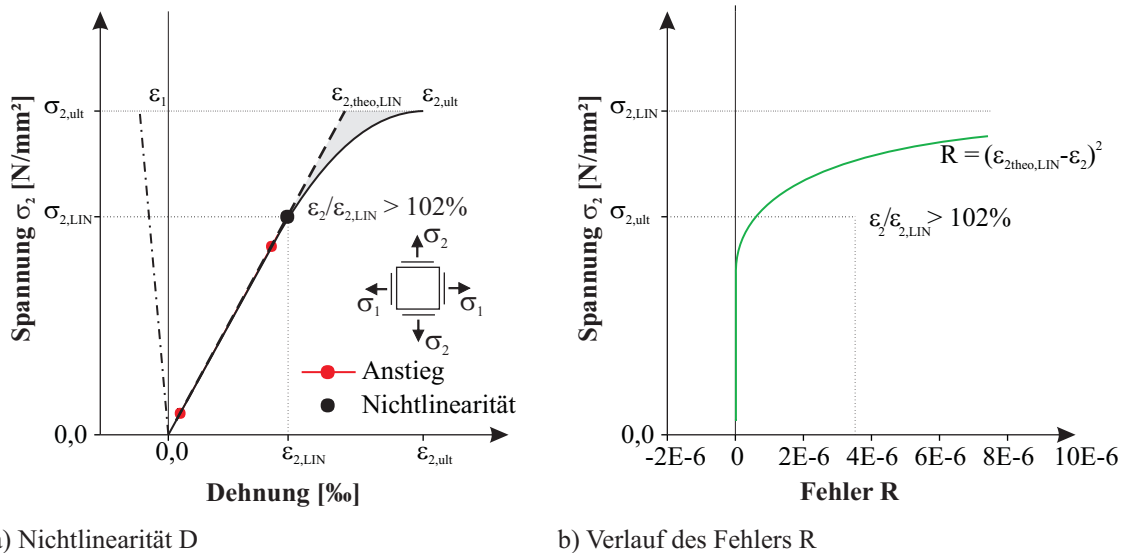


Bild 3.21: Darstellung der Bruchkriterien

3.2.8 Nichtlinearität

In den vorangegangenen Kapiteln wurden die absoluten Werte der Dehnungen und der erreichten Zugfestigkeiten beleuchtet. Es konnte eine Abhängigkeit der Zugfestigkeit des Betons von der Betongüte und vom zweiachsalen Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1$ herausgestellt werden. Anhand der erzielten Ergebnisse kann eine Abhängigkeit des Verlaufes der Spannungs-Dehnungs-Linie zur gewählten Belastungsart und zu den Materialeigenschaften vermutet werden. Bereits im Abschnitt 2.1.1 wurde auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten und die Nichtlinearität D der Spannungs-Dehnungs-Linie beim Übergang vom elastischen in den unelastischen Bereich eingegangen. Im MC 90 ist dieser Punkt pauschal über alle Betonfestigkeitsklassen mit 90 % der Zugfestigkeit f_{ctm} und die Bruchdehnung $\varepsilon_{ult} = 0,15 \text{ ‰}$ festgelegt. Da diese Annahmen nur grob den tatsächlichen Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie widerspiegeln, scheint eine weitere Detailierung der Grenze des Überganges vom elastischen in den plastischen Bereich unter Berücksichtigung einer zweiachsalen Zugbelastung sinnvoll.

Unter Berücksichtigung der verschiedenen Betonklassen wurden hierfür die Punkte des Überganges vom linearen in den nichtlinearen Verlauf in Abhängigkeit des Spannungsverhältnisses $\sigma_2 : \sigma_1$ für die maßgebende Spannung σ_2 bestimmt. Bild 3.22 a) zeigt schematisch die Spannungs-Dehnungs-Linie eines einaxialen Zugversuches. Zusätzlich zur Betonspannung σ_2 und den Dehnungen ist im Bild 3.22 b) der Fehler R in Abhängigkeit der Betonspannung aufgetragen. Der Anstieg m der Dehnung ε_2 wurde im linearen Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie bestimmt, die obere und die untere Grenze zur Bestimmung sind durch Punkte markiert. Unter Bestimmung des Fehlers R wurde der Bereich mit der geringsten Abweichung mit Hilfe einer mathematischen Optimierung gefunden. Die geringste Abweichung wurde zwischen der gemessenen Dehnung ε_2 und dem theoretischen elastischen Verlauf der Dehnung $\varepsilon_{2,Lin}$ bestimmt.

Bild 3.22: Bestimmung der Nichtlinearität D

Mit Hilfe des Anstieges m_{ε_2} wurde der theoretische lineare Dehnungsverlauf $\varepsilon_{2,theo,Lin}$ bestimmt. Aus dem Verhältnis der gemessenen Dehnung ε_2 zur theoretischen linearen Dehnung $\varepsilon_{2,theo,Lin}$ konnte die Abweichung A nach Gl. (3.23) berechnet werden. Der festgelegte Grenzwert der Abweichung in Höhe von 102 % markiert den Übergang vom elastischen in den plastischen Bereich.

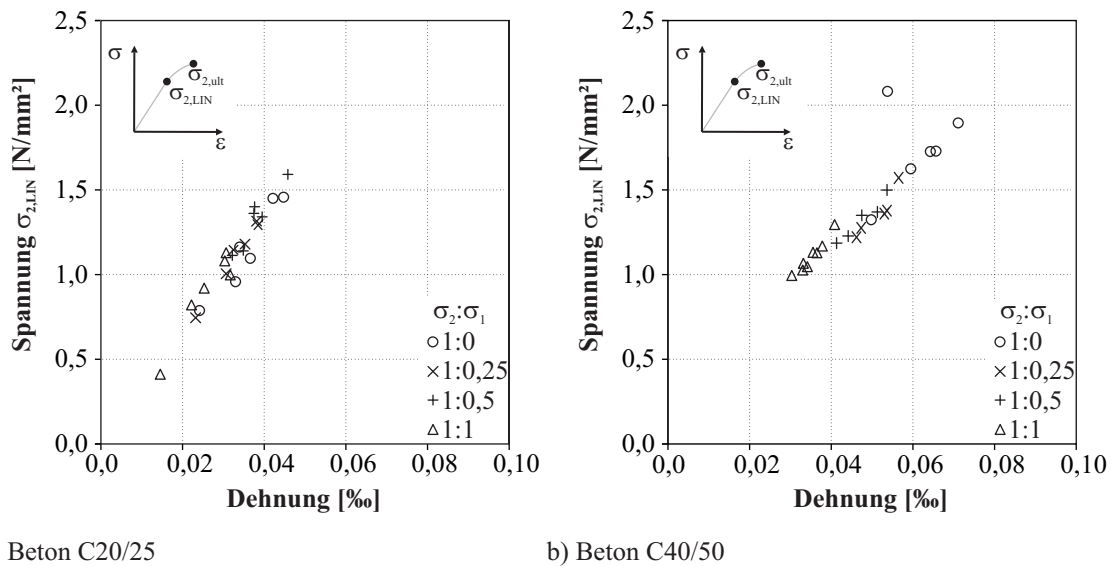
$$A = \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{2,theo,Lin}} \leq 102\% \quad (3.23)$$

Die Festlegung dieser Grenze orientiert sich an den Ergebnissen von TASUJI [112], der für die Untersuchung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens ein Proportionalitätskriterium von 102 % in Anlehnung an WELCH [124] verwendet. WELCH [124] legte die Proportionalitätsgrenze ebenfalls mit einer Größe von 102 % fest, im Gegensatz zu TASUJI führte WELCH Biegeversuche durch. Mit Hilfe dieses Grenzwertes konnten so die Betonspannungen beim Übergang in den nichtlinearen Verlauf bestimmt werden.

Bild 3.23 zeigt die ermittelten Betonspannungen $\sigma_{2,LIN}$ für die beiden geprüften Betone C20/25 und C40/50. Bedingt durch die geringere Zugfestigkeit des Betons C20/25 liegen die erreichten Betonspannungen $\sigma_{2,LIN}$ unterhalb der Werte des Betons C40/50. Aus der Abbildung ist weiterhin erkennbar, dass die Grenzdehnungen $\varepsilon_{2,Lin}$ von dem im Prüfkörper vorherrschenden Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1$ abhängig sind.

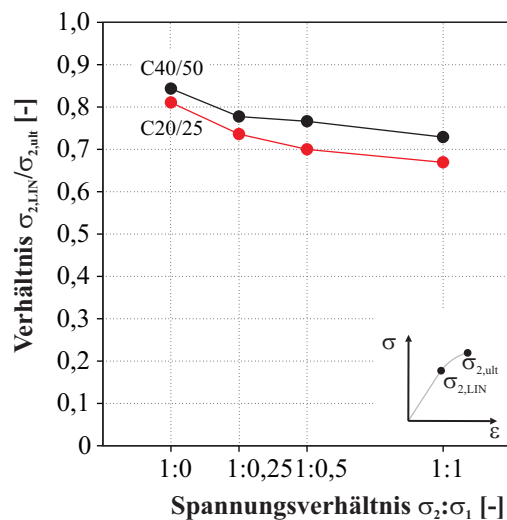
Daher ist es sinnvoll, die Mittelwerte der Nichtlinearität D für die jeweilige Betongüte und für das jeweilige Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1$ zu betrachten. Die Darstellung der Mittelwerte erfolgt in Bild 3.24 getrennt für beide Betongüten, tabellarisch sind die Mittelwerte für die einzelnen Spannungsverhältnisse in Tabelle 3.8 erfasst. Wie in Bild 3.24 zu erkennen, steht der Übergang vom linearen in den nichtlinearen Bereich der Spannungs-Dehnungs-Linie in Abhängigkeit zum Spannungsverhältnis und von der Betongüte. Dabei kann festgestellt werden, dass der höherfeste Beton C40/50 auf einem geringfügig höheren Niveau eine Mikrorissbildung aufweist als der niederfestere Beton C20/25. Im Mittel über alle Spannungsverhältnisse tritt diese beim Beton C40/50 bei 77,5 % und beim Beton C20/25 bei 72,8 % auf.

Werden die jeweiligen Werte in den verschiedenen Spannungsverhältnissen betrachtet, so ist festzustellen, dass mit zunehmendem Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1$ der Beginn der Mikrorissbildung auf einem niedrigeren Lastniveau beginnt. Neben der festgestellten Abnahme der Festigkeit des Beton C40/50 unter zweiaxialer Zugbelastung kann ebenso ein frühzeitigerer Eintritt der Mikrorissbildung und somit eine Entfestigung auf niedrigerem Spannungsniveau erkannt werden. Bezogen auf die erreichte Zugspannung σ_2 trat beim ein-

**Bild 3.23:** Betonspannungen bei Nichtlinearität *D***Tabelle 3.8:** Nichtlinearität *D* - Mittelwerte

Beton	Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1$			
	1:0	1:0,25	1:0,5	1:1
C40/50	84,3	77,8	76,6	72,9
C20/25	81,0	73,6	70,0	66,6

axialen Zugversuch die Mikrorissbildung bei 84,3 % der einaxialen Zugfestigkeit und beim zweiaxialen Zugversuch im Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1 = 1:1$ die Mikrorissbildung bei 72,9 % der zweiaxialen Zugfestigkeit auf. Das bedeutet, dass bei Vorhandensein einer zweiten Zugeinwirkung die Mikrorissbildung bei 54,2 % der einaxialen Zugfestigkeit eintritt.

**Bild 3.24:** Nichtlinearität *D* - Vergleich der Mittelwerte

Für die Formulierung eines Kriteriums zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Linie ist die Erfassung der Nichtlinearität unter einer zweiaxialen Zugbelastung erforderlich. Ausgehend von der Darstellung in Bild 3.24 lässt sich in Abhängigkeit der Betongüte für den Beton C20/25 die folgende Beziehung finden:

$$D_{C20/25} = \frac{\sigma_{2,LIN}}{\sigma_{2,ult}} = 79\% - 0,141 \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \quad (3.24)$$

Für den Beton C40/50 gilt:

$$D_{C40/50} = \frac{\sigma_{2,LIN}}{\sigma_{2,ult}} = 83,4\% - 0,105 \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \quad (3.25)$$

Bild 3.25 zeigt die Kriterien für den Übergang vom linearen zum nichtlinearen Bereich in Abhängigkeit des Spannungsverhältnisses $\sigma_2 : \sigma_1$ im Vergleich mit den in der Auswertung erzielten Einzelwerten. Bei der Betrachtung des Betons C20/25, dargestellt im Bild 3.25 a), fällt auf, dass die Einzelwerte gegenüber den Werten des Betons C40/50 einen größeren Streubereich aufweisen. Als eine Ursache hierfür kann die größere Inhomogenität des Betons C20/25 im Gefüge gegenüber dem Beton C40/50 gesehen werden.

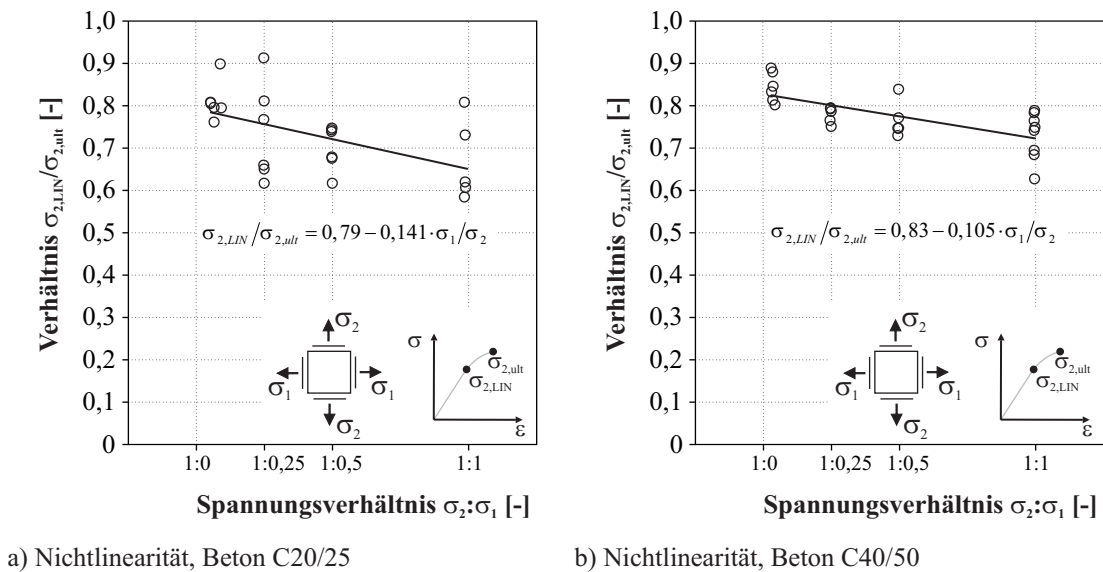


Bild 3.25: Kriterien für spannungsabhängige Nichtlinearität

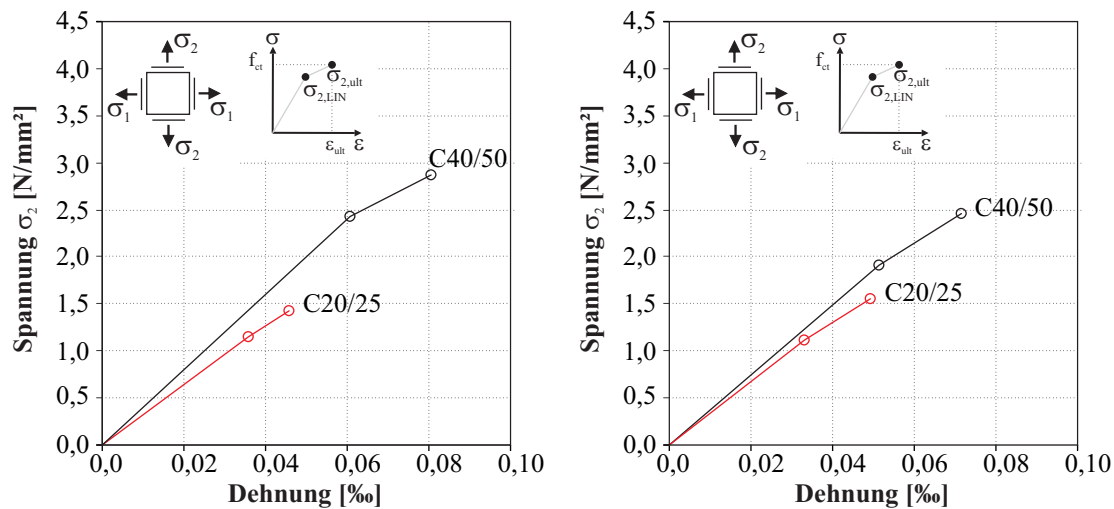
Bilineare Spannungs-Dehnungs-Linien unter mehraxialer Zugbelastung

In Abschnitt 2.1.1 wurde bereits ausführlich auf den Übergang des linearen in den nichtlinearen Bereich der Spannungs-Dehnungs-Linie eingegangen. Unberücksichtigt blieb bisher der Einfluss einer zweiaxialen Zugbeanspruchung. In Bild 3.26 werden die bilinearen Verläufe der Spannungs-Dehnungs-Linien für die Betone C40/50 und C20/25 für die verschiedenen Spannungsverhältnisse $\sigma_2 : \sigma_1$ dargestellt. Diese wurden unter Verwendung der bei der Proportionalitätsgrenze ermittelten Betonspannung $\sigma_{2,LIN}$ und Betondehnung $\varepsilon_{2,LIN}$ bzw. der maximalen Bruchspannung $\sigma_{2,ult}$ und Bruchdehnung ε_{ult} aus den in Tabelle 3.9 erfassten Mittelwerten der jeweiligen Spannungsverhältnisse ermittelt. Eine Zusammenstellung der Einzelwerte erfolgt im Anhang A.1, Tabellen A.6 und A.5.

Tabelle 3.9: Nichtlinearität D - Einzelergebnisse

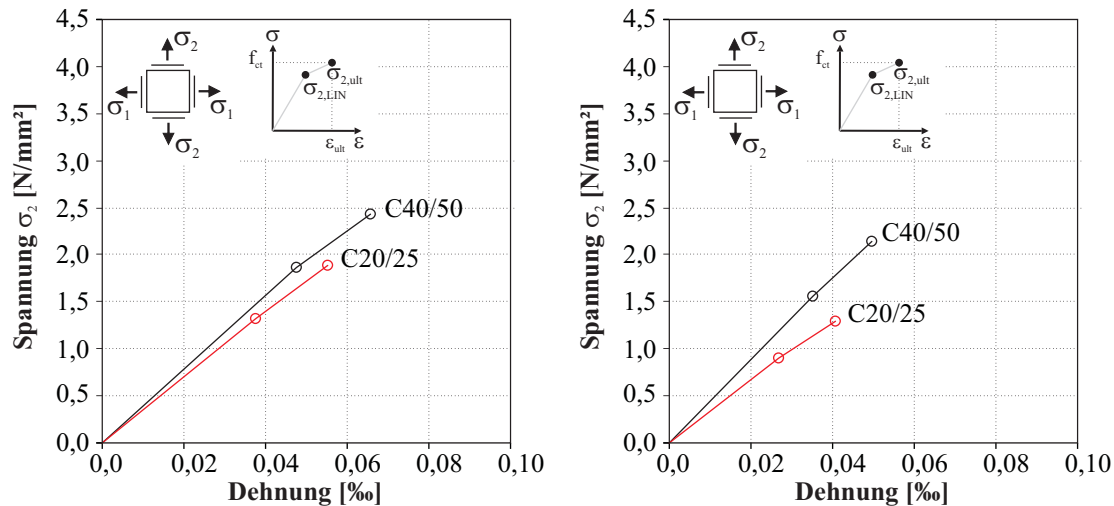
Spannungs- verhältnis $\sigma_1 : \sigma_2$	Beton C20/25				Beton C40/50			
	$\sigma_{2,LIN}$ [N/mm ²]	$\sigma_{2,ult}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{2,LIN}$ [‰]	$\varepsilon_{2,ult}$ [‰]	$\sigma_{2,LIN}$ [N/mm ²]	$\sigma_{2,ult}$ [N/mm ²]	$\varepsilon_{2,LIN}$ [‰]	$\varepsilon_{2,ult}$ [‰]
1:0	1,15	1,43	0,04	0,05	2,43	2,87	0,06	0,08
1:0,25	1,11	1,55	0,03	0,05	1,91	2,46	0,05	0,07
1:0,5	1,32	1,89	0,04	0,06	1,86	2,43	0,05	0,07
1:1	0,90	1,29	0,03	0,04	1,56	2,14	0,04	0,05
MW	1,12	1,54	0,03	0,05	1,94	2,48	0,05	0,07

Es ist zu erkennen, dass die Bruchdehnungen ε_{ult} mit steigendem Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1$ abnehmen.



a) Spannungsverhältnis $\sigma_1 : \sigma_2 = 1:0$

b) Spannungsverhältnis $\sigma_1 : \sigma_2 = 1:0,25$



c) Spannungsverhältnis $\sigma_1 : \sigma_2 = 1:0,5$

d) Spannungsverhältnis $\sigma_1 : \sigma_2 = 1:1$

Bild 3.26: Bilineare Spannungs-Dehnungs-Linien Beton C40/50 und C20/25

Die Ursache für den größeren Bereich des linearen Verlaufes der Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons C40/50 im Vergleich mit dem Beton C20/25 ist auf die größere Homogenität des Betons zurückzuführen. Der höhere Anteil von Fehlstellen im Beton C20/25 führt zu Spannungsspitzen im Betongefüge, vgl. hierzu Bild 2.3. Infolge der Spannungskonzentration an den Risspitzen wird lokal begrenzt die Zugfestigkeit des Betons überschritten und eine lokale Mikrorissbildung tritt auf. Der Anteil der Fehlstellen des Betons C40/50 ist geringer als beim Beton C20/25, die Dichte der lokalen Überschreitung der Zugfestigkeit nimmt im Beton ab. Das bedeutet, dass die Steifigkeit des Betons C40/50 und die mittlere Gesamtdehnung geringer als beim Beton C20/25 ausfällt. Infolge der höheren Steifigkeit tritt ein spröderes Versagen auf, was wiederum die Mikrorissbildung auf einem höheren Niveau beim Beton C40/50 gegenüber dem Beton C20/25 erklärt.

Die Formulierung eines konstanten Bruchkriteriums beschreibt die maximalen Dehnungen der Spannungs-Dehnungs-Linien im Bild 3.26 für alle Spannungsverhältnisse nur ungenügend. Das Bruchkriterium aus

dem MODEL CODE 90 mit $\varepsilon_{ult} = 0,15\text{‰}$ wird nicht erreicht. GUTSCH [43] gibt für die Bruchdehnung ε_{ult} das in Gl. (3.26) genannte Kriterium unter Verwendung des Hydratationsgrades α an.

$$\varepsilon_{c,ult}(\alpha) = (0,35 + \alpha) \cdot 10^{-4} \quad (3.26)$$

Wird eine vollständige Hydratation $\alpha = 1$ vorausgesetzt, ergibt sich eine von der Betonfestigkeit unabhängige Bruchdehnung von $\varepsilon_{ult} = 0,135\text{‰}$. Den Untersuchungen von LAUBE, HARIRI und GUTSCH zufolge ist für einen 28 Tage alten Beton ein Hydratationsgrad von $\alpha_{28d} = 0,8$ realistisch. Die Grenzdehnung liegt demzufolge in einem Bereich von $\varepsilon_{ult} = 0,115\text{‰}$. TASDEMIR [110] gibt für die Bruchdehnung eines ungekerbten Prüfkörpers ein von der Betonfestigkeit abhängiges Bruchdehnungskriterium nach Gl. (2.25) an, das Bruchkriterium unabhängig von der Art des Prüfkörpers wurde von TASDEMIR mit der Formulierung nach Gl. (2.26) im Abschnitt 2.1 angegeben. Unter Verwendung des von TASDEMIR angegebenen Bruchkriteriums in Gl. (2.25) lassen sich für die einaxialen Zugversuche für den Beton C20/25 eine Bruchdehnung $\varepsilon_{ult} = 0,06\text{‰}$ und für den Beton C40/50 eine Bruchdehnung $\varepsilon_{ult} = 0,09\text{‰}$ ermitteln. Diese Werte liegen nur unwesentlich über den in Bild 3.26 a) dargestellten Werten.

In Bild 3.27 werden die bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linien den in Abschnitt 2.1.1 vorgestellten Modellen gegenübergestellt. Es kann festgestellt werden, dass die Modelle die Verformungen nur unzureichend abbilden und eine Verifizierung der Modelle zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Linien erforderlich ist. Wie im Bild 3.27 zu erkennen ist, treten bei beiden Betonen geringere Dehnungen im plastischen Bereich als mit Hilfe der Modelle ermittelten Dehnungen auf. Kritisch ist vor allem die Verwendung der aus den Kerbzugversuchen bestimmten Grenzdehnung $\varepsilon_{c,ult;n}$ zu betrachten, da die hier dargestellten Modelle zu große Bruchdehnungen liefern.

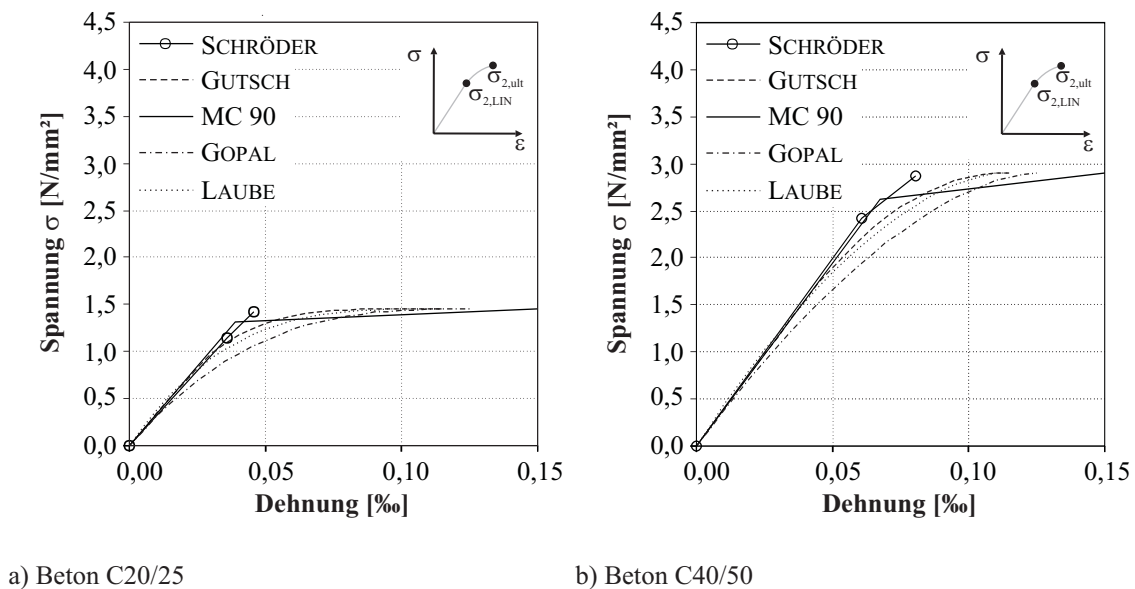


Bild 3.27: Vergleich der bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie mit Modellen

3.2.9 Mittlere Spannungs-Dehnungs-Linie unter mehraxialer Zugbelastung

Die Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verlaufes des Betons muss unter Berücksichtigung einer zwei-axialen Zugbelastung erfolgen. Aufbauend auf den Ansätzen von GUTSCH [43] und HARIRI [46] wird im Folgenden ein Modell zur Beschreibung des Verformungsverhaltens von Beton unter zwei-axialer Zugbelas-

tung vorgestellt. Das Modell wird entsprechend des Materialverhaltens in zwei Bereiche unterteilt, dies sind der elastische Bereich und der plastische Bereich der Spannungs-Dehnungs-Linie.

Die Grenzen für den elastischen Bereich werden durch Betonspannung $\sigma_{2;Lin}$ und die Betondehnung $\varepsilon_{2;Lin}$ beim Übergang vom linearen in den nichtlinearen Bereich bestimmt. Hierfür erfolgt die Betrachtung der führenden Betonspannung σ_2 . Für eine Betonspannung $\sigma_2 \leq \sigma_{2;Lin}$ unter zweiaxialer Zugbelastung muss demzufolge gelten:

$$\varepsilon_{el} = \frac{\sigma_{ct}}{E_c} \quad (3.27)$$

Für den Beton C20/25 gilt unter Berücksichtigung des Bruchkriteriums in Gl. (3.22):

$$0 \leq \sigma_2 \leq \left(79,0\% - 0,141 \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right) \cdot \sigma_{2,n} \quad (3.28)$$

und unter Verwendung des Bruchkriteriums nach Gl. (3.21) gilt für den Beton C40/50:

$$0 \leq \sigma_2 \leq \left(83,4\% - 0,105 \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right) \cdot \sigma_{2,n} \quad (3.29)$$

Mit den in Gl. (3.24) und (3.25) angegebenen Kriterien kann der Übergang vom linearen in den nichtlinearen Verlauf des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens des Betons unter zweiaxialer Zugbelastung bestimmt werden. Die Bestimmung der zweiaxialen Zugfestigkeit des Betons erfolgt nach den im Abschnitt 3.2.7 gefundenen Bruchkriterien. Für den Beton C20/25 gilt Gl. (3.22) und für den Beton C40/50 Gl. (3.21).

Der nichtlineare Bereich der Spannungs-Dehnungs-Linie kann nicht über einen elastischen Ansatz hinreichend genau beschrieben werden. Die Grenzen des nichtlinearen Bereiches die Nichtlinearität D und die maximale Betondehnung ε_{ult} sind demzufolge über einen analytischen Ansatz zu erfassen. Das gewählte Modell muss für den Bereich von Betonspannungen $\sigma_{2;Lin} < \sigma_2$ den Anforderungen genügen, dass am stetigen Übergang vom linearen zum nichtlinearen Bereich die Verformungen bzw. Betonspannungen aus dem elastischen Materialverhalten erreicht werden. Als obere Grenze des Modells muss gelten, dass die Betonspannung σ_2 der Zugfestigkeit des Betons unter zweiaxialer Zugbeanspruchung entspricht.

Bild 3.26 zeigt die Abhängigkeit der maximalen Dehnung $\varepsilon_{ult;1:n}$ vom Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1$. Zur Beschreibung der erzielten Bruchdehnungen wurde ein quadratischer Ansatz verwendet. Die Bruchdehnung $\varepsilon_{ult;1:n}$ des Betons C20/25 kann mit der in Gl. (3.30)

$$\varepsilon_{ult;1:n} = \varepsilon_{ult;1:0} \cdot \left(1 - \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right)^2 + 0,884 \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right) \quad (3.30)$$

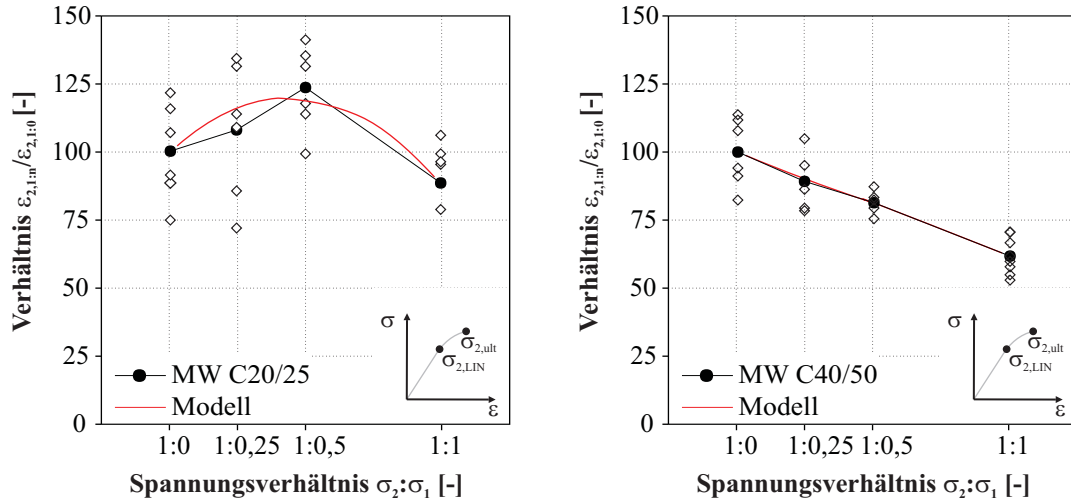
und für den Beton C40/50 mit der in Gl. (3.31)

$$\varepsilon_{ult;1:n} = \varepsilon_{ult;1:0} \cdot \left(1 - 0,381 \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right) \quad (3.31)$$

genannten Beziehung hinreichend genau beschrieben werden. Mit den Gleichungen (3.30) und (3.31) lassen sich die auf die im einaxialen Zugversuch erreichten Dehnungen bezogenen Bruchdehnungen unter zweiaxialer Zugbelastung, wie im Bild 3.28 gezeigt, für beide Betongüten abbilden.

Unter Verwendung der Gleichungen (3.24) und (3.25) kann die elastische Dehnung $\varepsilon_{Lin,i}$ bestimmt werden. Dies erfolgt unter dem Ansatz:

$$\varepsilon_{Lin,i} = D_i \cdot \frac{\sigma_{2,ult}}{E_{ct}} \quad (3.32)$$



a) Bezogene Bruchdehnungen, Beton C20/25

b) Bezogene Bruchdehnungen, Beton C40/50

Bild 3.28: Verlauf der bezogenen Bruchdehnungen

Hierbei stellt D_i den Übergang vom linearen zum nichtlinearen Bereich der Spannungs-Dehnungs-Linie in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit dar. In Abhängigkeit der aus dem einaxialen Zugversuch bestimmten Festigkeit f_{ct} und des Elastizitätsmoduls E_{ct} kann unter Verwendung der bisher genannten Beziehungen eine Formulierung zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung des unbewehrten Betons unter einer mehraxialen Zugbelastung beschrieben werden. Die allgemeine Formulierung ist in Gl. (3.33) dargestellt. Hierin stellt der Term D_i den Übergang vom linearen in den nichtlinearen Bereich des Spannungs-Dehnungs-Verlaufes für den Beton C20/25 bzw. C40/50 dar.

$$\sigma_{ct} = \sigma_{2;n} - (\sigma_{2;n} - D_i \cdot \sigma_{2;n}) \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{Lin}}{\varepsilon_{ult;1:n} - \varepsilon_{Lin}}\right)^{1,3} \quad (3.33)$$

Hierbei bezeichnet $\sigma_{2;n}$ die Festigkeit des Betons unter zweiaxialer Zugbelastung, für die einaxiale Zugfestigkeit gilt:

$$\sigma_{2;1:0} = f_{ct} \quad (3.34)$$

Unter Verwendung der im Abschnitt 3.2.3 genannten E-Moduln bzw. für das Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1 = 1$ bestimmten Anstiege wurden die Versuche nachgerechnet. Die Darstellung der Ergebnisse erfolgt für den Beton C20/25 im Bild 3.29 und für den Beton C40/50 im Bild 3.30. Beiden Darstellungen ist die gute Übereinstimmung der Nachrechnung mit Hilfe des in Gl. (3.33) gegebenen Modells mit den gemess-

senen Verformungen in den einzelnen Spannungsverhältnissen zu entnehmen. Die für die Berechnung der Spannungs-Dehnungs-Linie erforderlichen Zwischenergebnisse sind in Tabelle 3.10 zusammengefasst.

Tabelle 3.10: Zwischenergebnisse für Modellberechnung

Beton	Wert		Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1$				Gleichung
			1:0	1:0,25	1:0,5	1:1	
C20/25	E-Modul	[N/mm ²]	33535	33535	33535	39800 *	
	$f_{ct,calc}$	[N/mm ²]	1,454	1,655	1,712	1,396	(3.22)
	D	[%]	78,30	76,70	75,00	71,60	(3.24)
	$\varepsilon_{Lin,i}$	[‰]	0,0339	0,0379	0,0383	0,0251	(3.32)
	$\varepsilon_{ult;1:n}$	[‰]	0,0457	0,0530	0,0550	0,0400	(3.30)
C40/50	E-Modul	[N/mm ²]	38826	38826	38826	46646 *	
	$f_{ct,calc}$	[N/mm ²]	2,91	2,65	2,49	2,24	(3.21)
	D	[%]	0,69	0,673	0,656	0,622	(3.25)
	$\varepsilon_{Lin,i}$	[‰]	0,052	0,046	0,042	0,030	(3.32)
	$\varepsilon_{ult;1:n}$	[‰]	0,081	0,073	0,065	0,05	(3.31)

* Bestimmung des Anstieges nach Gl. (3.7)

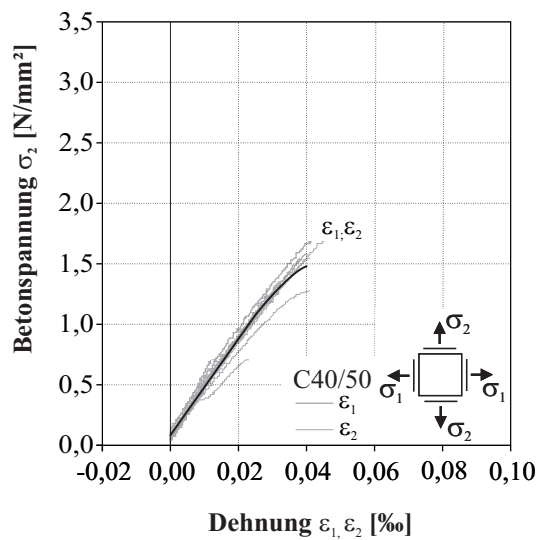
3.3 Einordnung und Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

Betrachtet man die Ergebnisse der durchgeführten Versuche, so muss festgestellt werden, dass diese mit den genannten Bruchkriterien aus der Literatur nur teilweise übereinstimmen. Die erzielten Ergebnisse für die Betonklasse C40/50 spiegeln sich im Kriterium von AOYAGI & YAMADA [18] wider. Die Zugfestigkeit des Betons C40/50 nimmt unter zweiaxialer Belastung ab. Betrachtet man jedoch die erzielten Ergebnisse des Betons C20/25, so ist eine annähernde Übereinstimmung mit der nach dem Kriterium nach ROSSI & ULM [98] bestimmten Zunahme der zweiaxialen Zugfestigkeit bei Spannungsverhältnissen $\sigma_1 : \sigma_2$ von 0 bis 0,75 zu erkennen, (vgl. hierzu Bild 3.31).

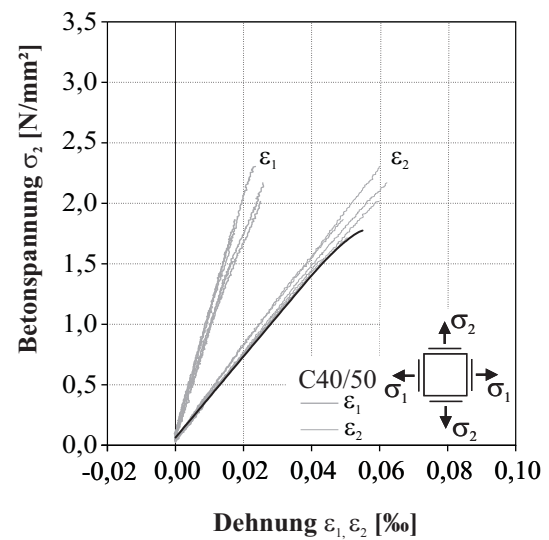
Die zweiaxiale Zugfestigkeit des Betons C20/25 nimmt in den eigenen Versuchen bis zum untersuchten Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1 = 0,5$ zu und entspricht bei einem Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1 = 1$ der einaxialen Zugfestigkeit. Eine stetige Zunahme der zweiaxialen Zugfestigkeit gemäß des Modells von CARINO [24] konnte nicht festgestellt werden. Eine Verallgemeinerung scheint auch in Anbetracht der großen Streuung der Ergebnisse fragwürdig. Augenscheinlich ist jedoch die Zunahme der Zugfestigkeit des Betons C20/25 unter zweiaxialer Belastung im Bereich der niedrigen Spannungsverhältnisse. Ein Grund hierfür kann die infolge der dominierenden ersten Zugrichtung wirkende Querdehnung sein. Sie wirkt orthogonal der zweiten Zugrichtung als eine Art Vorspannung entgegen.

In Bild 3.32 sind die Versuche mit scheibenförmigen Probekörpern zusammengefasst und die eigenen Ergebnisse den Ergebnissen aus der Literatur gegenübergestellt. Hier ist die Abnahme der zweiaxialen Zugfestigkeit des Betons C40/50 erkennbar. Eine solche verallgemeinernde Aussage ist für den Beton C20/25 nicht möglich. Augenscheinlich besteht eine Abhängigkeit des Verhaltens von Beton unter zweiaxialer Zugbelastung von der Betonfestigkeit. Dieser Trend deutete sich bereits in den Untersuchungen von KUPFER [62] und LEE [66] an und wurde durch die eigenen Versuche nachdrücklich untermauert. Die Ergebnisse der Versuche zum Beton C40/50 ergaben eine mittlere zweiaxiale Zugfestigkeit $\sigma_2 : \sigma_1 = 1$ von 76 % gegenüber der erreichten mittleren einaxialen Zugfestigkeit.

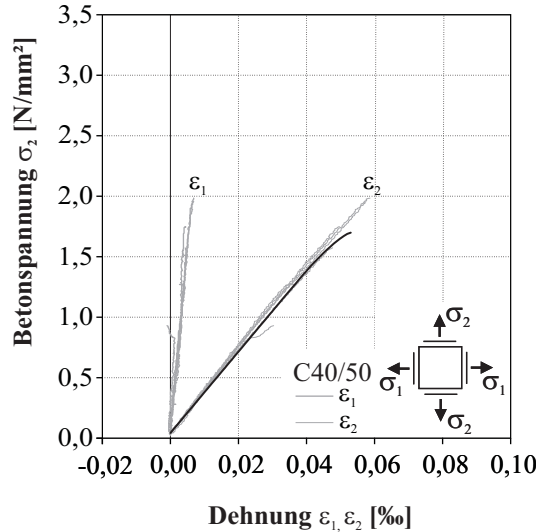
In Bild 3.33 erfolgt eine Gegenüberstellung der eigenen Versuche mit den Ergebnissen von HUSSEIN und ROSENTHAL & GLÜCKLICH. Wird das Augenmerk nun auf den Einfluss der Betonfestigkeitsklasse gelegt,



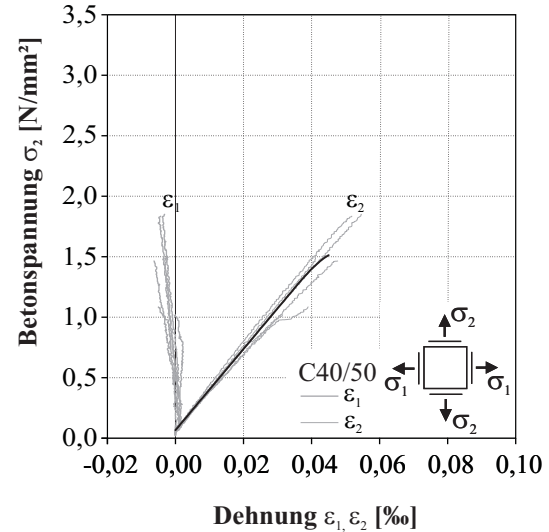
a) Vergleich Spannungsverhältnis 1:1



b) Vergleich Spannungsverhältnis 1:0,5

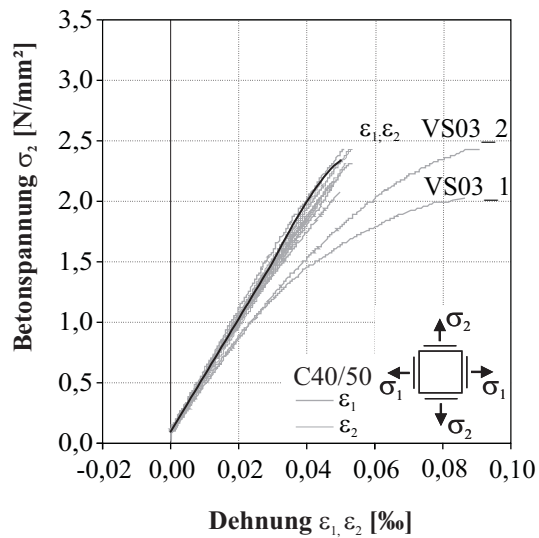


c) Vergleich Spannungsverhältnis 1:0,25

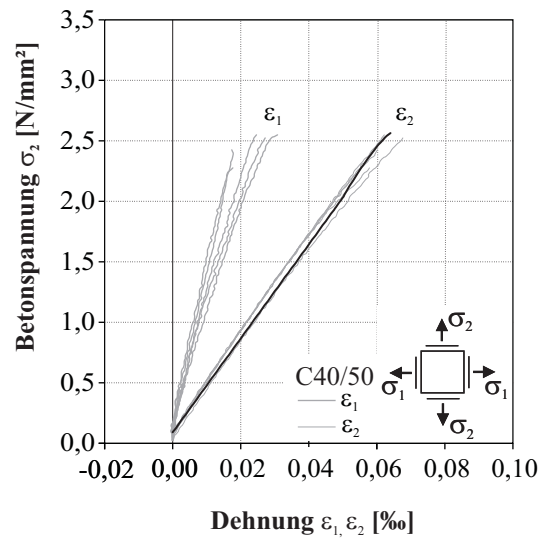


d) Vergleich Spannungsverhältnis 1:0

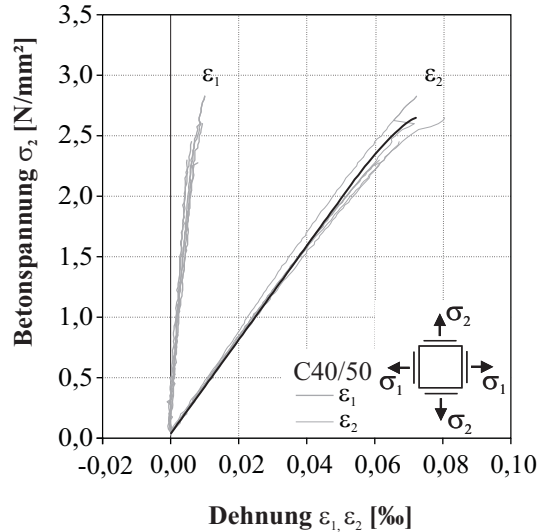
Bild 3.29: Nachrechnung Spannungs-Dehnungs-Verhalten Beton C20/25



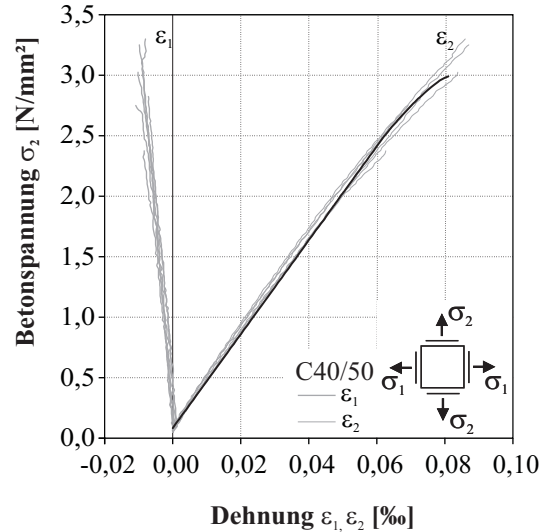
a) Vergleich Spannungsverhältnis 1:1



b) Vergleich Spannungsverhältnis 1:0,5



c) Vergleich Spannungsverhältnis 1:0,25



d) Vergleich Spannungsverhältnis 1:0

Bild 3.30: Nachrechnung Spannungs-Dehnungs-Verhalten Beton C40/50

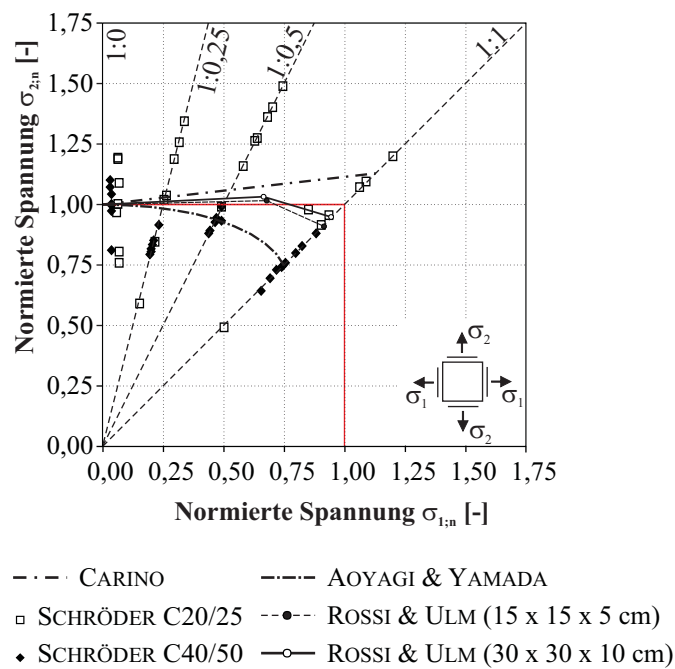


Bild 3.31: Gegenüberstellung Einzelergebnisse - Modelle

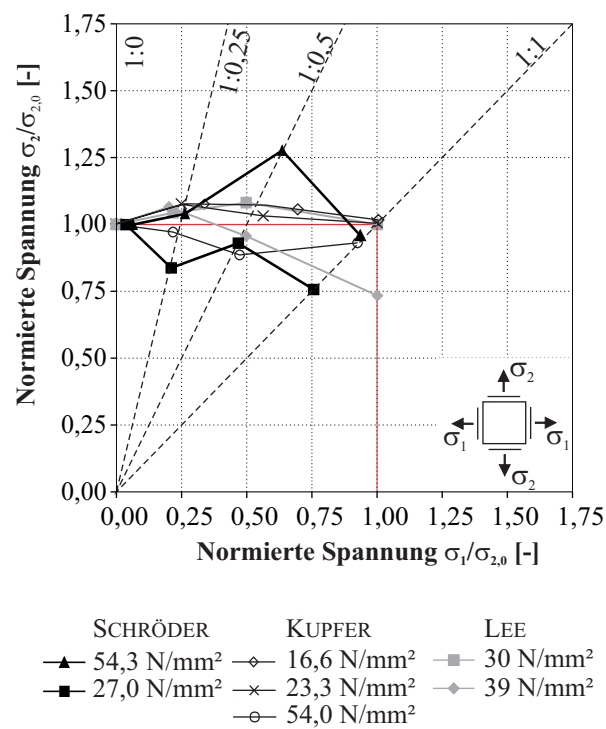


Bild 3.32: Vergleich der zweiaxialen Zugfestigkeiten mit Versuchskörpern gleicher Geometrie

so kann dem Bild entnommen werden, dass die Ergebnisse von ROSENTHAL & GLÜCKLICH [97] ebenso eine Abnahme der Zugfestigkeit postulieren. Konträr zu den zuvor gewonnenen Erkenntnissen ist, dass die Zugfestigkeit des niederfesten Betons einem größeren Einfluss unterliegt als der zweite höherfestere Beton. Die Ergebnisse von HUSSEIN [52] bestätigen die Ergebnisse KUPFERS, dass der Beton bei einer zweiaxialen Zugbelastung im Spannungsverhältnis $\sigma_1 : \sigma_2 = 1:1$ die einaxiale Zugfestigkeit erreicht. Eine signifikante Unterschreitung der einaxialen Zugfestigkeit stellte HUSSEIN nicht fest, die größten Zugfestigkeiten wurden ebenfalls im Spannungsverhältnis $\sigma_1 : \sigma_2 = 1:2$ erreicht.

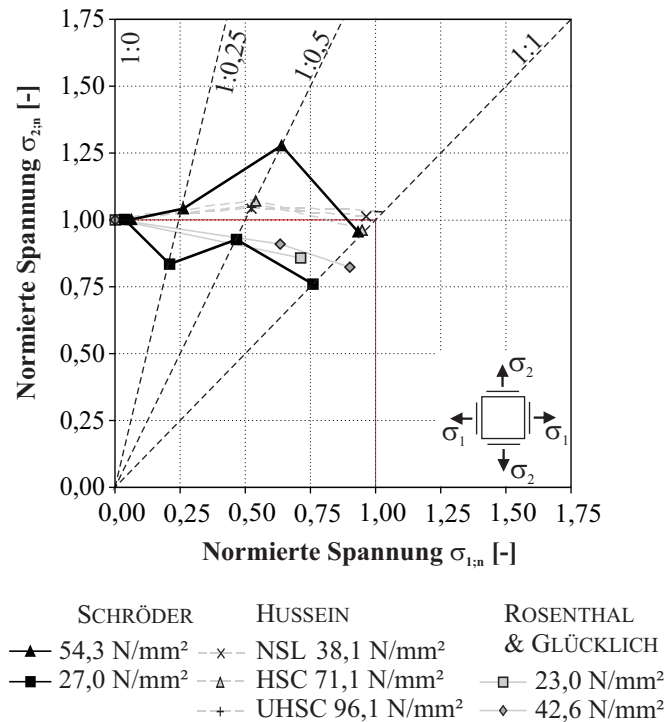


Bild 3.33: Vergleich der zweiaxialen Zugfestigkeiten mit Versuchskörpern verschiedener Geometrie

Die beiden eingesetzten Betone betreffend kann von den folgenden Ergebnissen für das Verhalten des Betons unter zweiaxialer Zugfestigkeit ausgegangen werden, dass

- die zweiaxiale Zugfestigkeit des Betons C20/25 der einaxialen Zugfestigkeit entspricht,
- die zweiaxiale Zugfestigkeit des Betons C40/50 auf ca. 75 % der einaxialen Zugfestigkeit sinkt und
- die Bruchdehnungen bei beiden Betonen mit steigendem Spannungsverhältnis abnehmen.

Für beide Betone C20/25 und C40/50 wurden hinreichend genaue empirische Modelle zur Beschreibung der jeweiligen Bruchkriterien gefunden. Weiterhin liegen mit den entwickelten analytischen Modellen Werkzeuge zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von unbewehrtem Beton unter einer zweiaxialen Zugbelastung vor. Die Nachrechnungen der eigenen Versuche zeigten eine gute Übereinstimmung des Modells mit den gemessenen Spannungs-Dehnungs-Verläufen unter zweiaxialer Zugbelastung.

Die Versuche haben gezeigt, dass die zweiaxiale Zugfestigkeit des Betons von der Betonfestigkeitsklasse abhängig ist. Eine allgemeingültige Aussage zum Verhalten der Zugfestigkeit unter zweiaxialer Beanspruchung für alle Betonfestigkeitsklassen erlauben die Ergebnisse nicht. Hierin liegt ein wesentlicher Teil weiterer Arbeiten.

4 Bauteilversuche

4.1 Zweiaxiale Zugversuche an Stahl- und Spannbetonscheiben

Häufig werden in rotationssymmetrischen Bauwerkshüllen Spannglieder in Ring- und Meridianrichtung eingebaut. In Kombination mit der eingebauten schlaffen Bewehrung bilden die Spannglieder ein dichtes Netz aus zueinander orthogonal orientierten Bewehrungen. Werden diese Bauwerke mit einem Innendruck, z. B. durch eine Befüllung mit flüssigen oder gasförmigen Stoffen, beaufschlagt, treten in der Behälterhülle Schnittkräfte bzw. Spannungen in einem Verhältnis von 2:1 in Ring- bzw. Meridianrichtung auf. Die in Ringrichtung wirkende Kraft wird als Längszug F_1 und die in Meridianrichtung wirkende Kraft als Querszug F_2 bezeichnet. Eine schematische Abbildung der Spannungs- bzw. Verformungszustände von vorgespannten Stahlbetonbehältern bietet Bild 4.1.

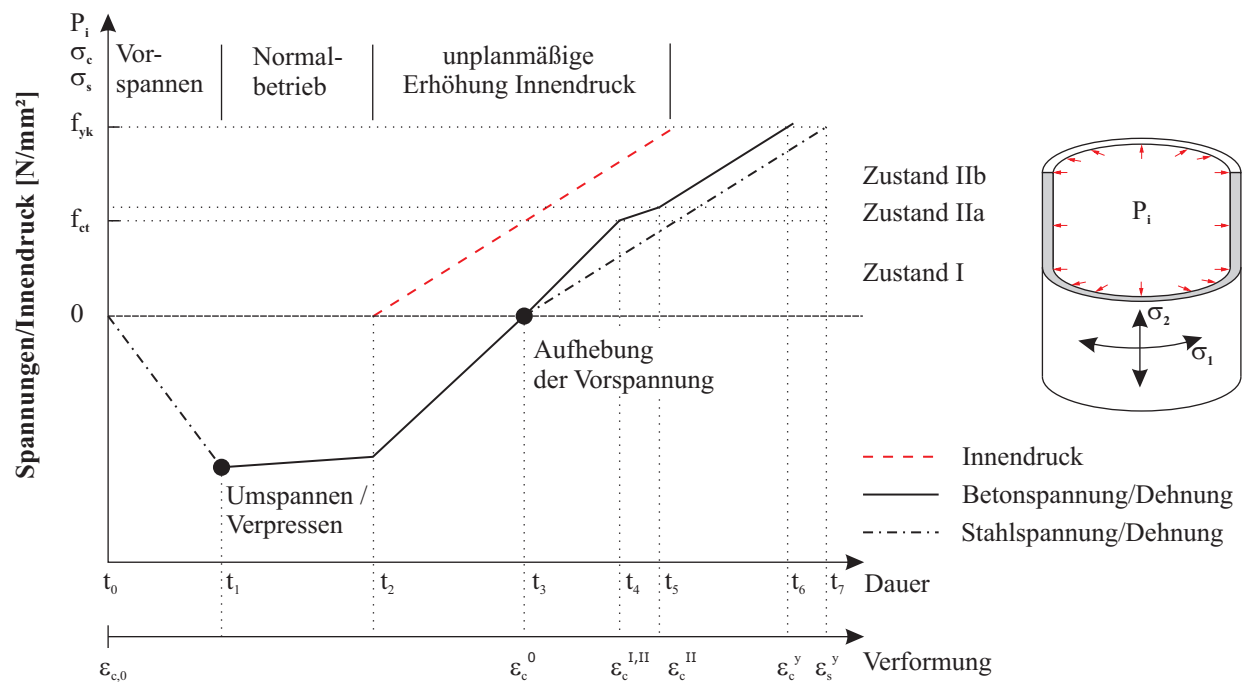


Bild 4.1: Spannungs- und Verformungszustände in rotationssymmetrischen Baukörpern

Durch das Vorspannen erfolgt die Einleitung einer Druckkraft in den Beton über die Spannpressen. Zum Zeitpunkt t_1 erfolgt das Einleiten der Vorspannung in den Beton durch Umspannen der verbundlosen Spannglieder bzw. durch Verpressen der Hüllrohre. Eine Fertigung von Containments im Spannbettverfahren ist nicht gebräuchlich. Nach dem Einleiten der Vorspannung treten in der Folge Spannkraftverluste durch Relaxation, Kriechen und Schwinden auf. Durch die Nutzung des Bauwerkes erfährt die Bauwerkshülle eine weitere Einleitung von Schnittkräften, vereinfacht dargestellt ab dem Zeitpunkt t_1 . Im Regelbetrieb des Bauwerkes soll das Auftreten von Zugspannungen in der Bauwerkshülle zur Vermeidung einer Rissbildung unterbunden werden. Erst wenn durch die Steigerung des Innendruckes P_i alle Vorspannkraften in Ring- bzw. Meridianrichtung aufgehoben werden, treten in der Schale Zugkräfte auf. Dies wird durch den Übergang zum Zeitpunkt t_3 vom Gebrauchslastbereich zum Traglastbereich dargestellt. Die gesamte Konstruktion wird einer zweiaxialen Zugbelastung ausgesetzt, die eine Rissbildung nach sich ziehen kann. Der Bereich der sukzessiven Rissbildung wird durch die Grenzen der Zugfestigkeit bestimmt. Weitere Erläuterungen

hierzu finden sich im Abschnitt 2.2. Durch die Vermeidung des Fließens des Stahls wird die Streckgrenze des Stahls als die Grenze der Tragfähigkeit definiert.

Wie das Schema in Bild 4.1 zeigt, müssen die infolge eingeleiteter Vorspannung Betondruckkräfte aufgehoben werden, um eine Zugspannung im Beton zu erzeugen. Ziel der Untersuchung war die Auswirkung einer zweiaxialen Zugbelastung auf das Verformungsverhalten der schlaffen und der Spannstahlbewehrung zu untersuchen. Beginnend mit dem Auftreten von Zugkräften zum Zeitpunkt t_3 wurden daher die Versuche ohne Vorspannung durchgeführt.

4.1.1 Versuchsprogramm

Das zwei Versuchsserien umfassende Versuchsprogramm mit insgesamt zwölf bauteilgroßen Versuchskörpern beinhaltete acht Versuchskörper in der Betonklasse C40/50 und vier Versuchskörper in der Betonklasse C20/25. Die einzelnen Lastpfade können wie folgt charakterisiert werden.

Die Längszugkraft war aufgrund der Zugfestigkeit der eingesetzten Lasteinleitungsmittel auf 1300 kN begrenzt. Die Erzeugung eines abgeschlossenen Rissbildes konnte mit dieser Kraft gewährleistet werden. Die maximale Querkzugkraft wurde entsprechend der in rotationssymmetrischen Bauwerkshüllen auftretenden Spannungsverhältnisses von Längs- zu Querkzug von $F_1:F_2 = 2:1$ mit 650 kN festgelegt.

- Bei Lastpfad A erfolgte zunächst die kontinuierliche Einleitung der Längszugkraft F_1 bis zu einer Belastung von ca. 1300 kN. Anschließend wurde die Querkzugkraft F_2 im mittleren Bereich des Versuchskörpers bis zu einer Belastung von 650 kN eingeleitet, währenddessen die Längszugbelastung konstant gehalten wurde. Der Teil 1 des Lastregimes (Aufbringen der Längszugkraft) stellte damit den einaxialen Referenzversuch dar, in dem eine Rissbildung senkrecht zur wirkenden Zugkraft F_1 erzeugt wurde.
- Bei den Versuchen des Lastpfades B erfolgte eine gleichzeitige kontinuierliche Steigerung der Längs- und Querkzugkraft. Das Verhältnis von Längszugkraft F_1 zu Querkzugkraft F_2 betrug wieder 2:1.
- Um den Einfluss einer Vorschädigung zu berücksichtigen, wurde bei Lastpfad C zunächst die Querkzugbelastung F_2 bis zum Erreichen einer Zugkraft von 650 kN in den Versuchskörper eingeleitet. Infolge dieser Zugbelastung entstanden in Längsrichtung des Probekörpers bewehrungsparallele Risse. Anschließend wurde bei konstanter Querkzuglast die Längszugkraft F_1 bis 1300 kN aufgebracht. Mit einer Vorschädigung wird ebenso die Rissbildung infolge Längszug (Ringzugkräfte) parallel zu den vertikal in Containments verlaufenden Spannstählen abgebildet.

Eine Übersicht der durchgeführten Lastpfade ist in Bild 4.2 gegeben, eine Zuordnung der Lastpfade zu den Versuchen erfolgt in Tabelle 4.1.

Tabelle 4.1: Versuchsprogramm der zweiaxialen Zugversuche an Spannbetonscheiben

Betonklasse	Lastpfad	Versuch Nr.
C40/50	A	1, 2, 4, 12
	B	3, 5, 6
	C	11
C20/25	A	7, 9
	B	8
	C	10

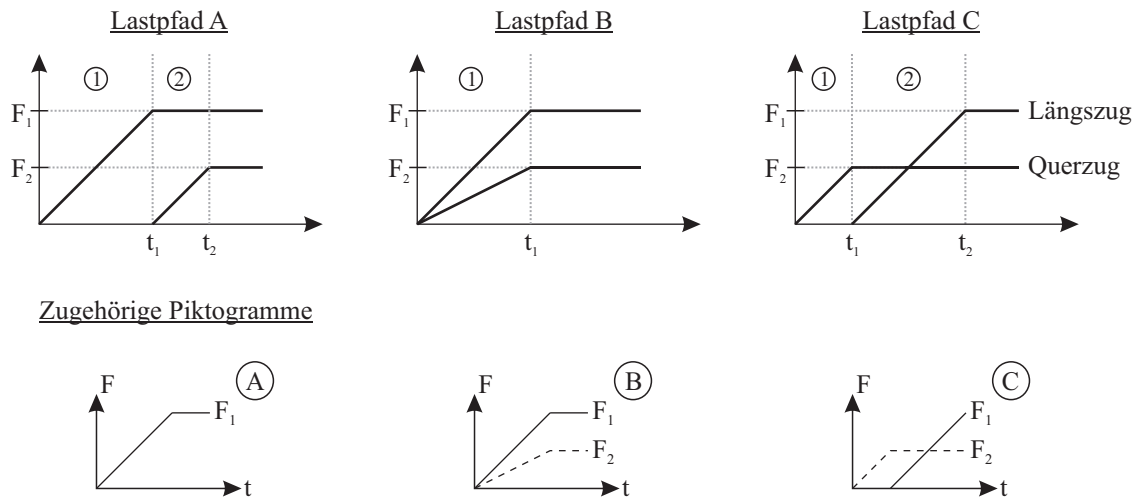


Bild 4.2: Lastpfade

4.1.2 Versuchskörper

Die Größe der scheibenförmigen Versuchskörper betrug $300 \times 110 \times 25 \text{ cm}^3$. In Längsrichtung unterteilte sich der Versuchskörper in drei Bereiche, zum einen in die beiden Randbereiche mit einer jeweiligen Breite von 1 m und zum anderen in den 1 m breiten mittleren Bereich, in den die Querzugkraft eingeleitet wurde, siehe Bild 4.3. Insgesamt wurden je Versuch an 16 Stellen die Bauteildicke und an jeweils sechs Stellen die Bauteillänge bzw. Bauteilhöhe mit Hilfe eines elektronischen Messschiebers nachgemessen. Aus diesen Daten wurden die Mittelwerte für die Scheibenhauptmaße ermittelt, mit denen die weitere Auswertung der Versuchsergebnisse erfolgte (siehe Anhang B, Tabelle B.1). Insgesamt konnte eine hohe Maßgenauigkeit der Versuchskörper festgestellt werden, die Differenzen zu den Sollwerten lagen im unteren einstelligen Millimeterbereich.

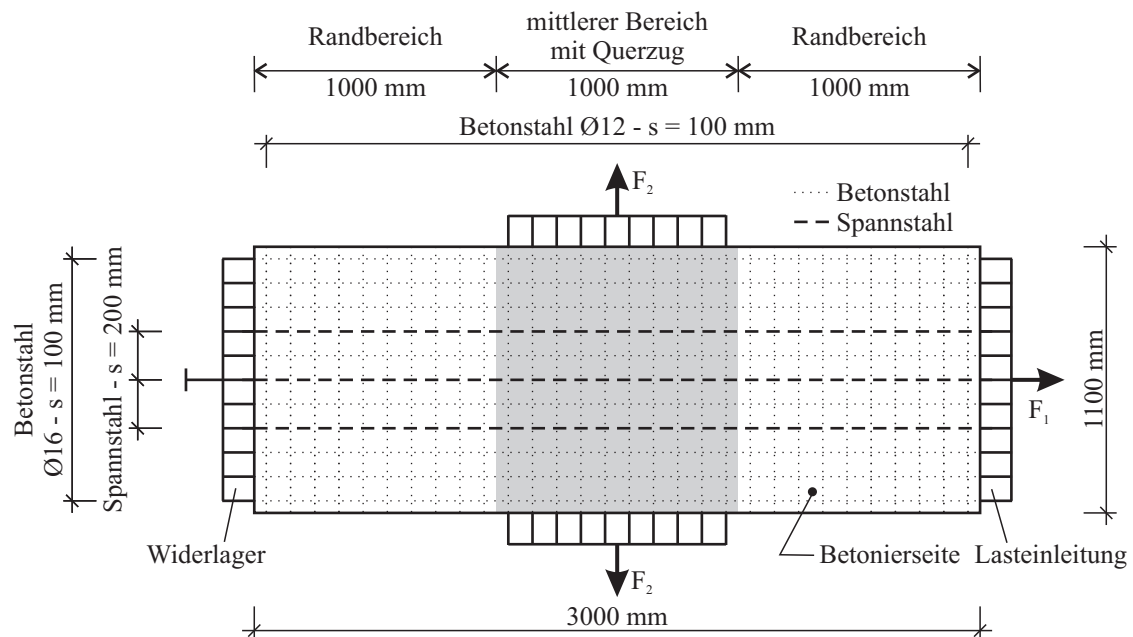


Bild 4.3: Versuchskörper und Definitionen

4.1.3 Verwendete Baustoffe

Beton

Für die Herstellung der Probekörper wurden zwei Betone gewählt, die den Anforderungen an einen C20/25 und einen C40/50 nach zur Prüfung geltender Norm DIN 1045-1 [13] entsprachen. Dabei spiegelte der Beton C40/50 die Festigkeitsklasse des allgemein eingesetzten Betons bei Behälterhüllen wider. Das Größtkorn betrug 16 mm. In Tabelle 4.2 sind die Mischrezepturen für die verwendeten Betone dargestellt.

Tabelle 4.2: Mischrezepturen der Betone für die Spannbetonscheiben

Bestandteil	Beton C40/50	Beton C20/25
Zement CEM I 42,5R [kg/m ³]	393,6	-
Zement CEM I 52,5R [kg/m ³]	-	266,9
Sand 0/2 [kg/m ³]	704,0	644,9
Kies 2/8 [kg/m ³]	595,7	551,5
Kies 8/16 [kg/m ³]	465,0	607,8
Recycling* [kg/m ³]	43,3	-
Fließmittel FK 43 [kg/m ³]	-	1,3
Wasser [l/m ³]	189,4	173,4
w/z	0,49	0,65

*gewaschene Zuschläge aus Betonrecycling ohne Sieblinie

Betonstahlbewehrung

Alle Scheiben wiesen ein symmetrisches beidseitiges Bewehrungsnetz auf. Der Bewehrungsplan des Versuchskörpers ist in Anhang B, Bild B.1, abgebildet. In Längsrichtung wurde Betonstahl Ø16 und in Querrichtung Betonstahl Ø12 mit einem jeweiligen Abstand von 10 cm eingebaut (Bild 4.3). An den Rändern erhielten die Scheiben eine konstruktive Bewehrung aus Steckbügeln Ø12 im Abstand von 10 cm.

Über die Verbundtragwirkung der Betonstähle erfolgte die Einleitung der Zugkräfte in Längs- und Querrichtung. Hierfür wurden Pfeifer-Doppelmuffenstäbe [11] mit Schraubanschlüssen als Betonstahlbewehrung eingesetzt. Die Geometrie entsprach den vorgegebenen Werten nach DIN 488-2 [14]. Die Oberflächengeometriewerte wurden im Labor mittels optischer Prüfung ermittelt und sind im Anhang B, Tabelle B.2, aufgeführt. An beiden Enden besaßen die verwendeten Bewehrungsstäbe aufgeschrumpfte Muffen mit einem metrischen Innengewinde, in welches die Gewindestäbe zur Einleitung der Zugkräfte eingeschraubt wurden. Die im Zugversuch geprüften Materialeigenschaften der Bewehrungsstäbe sind in Anhang B, Tabelle B.3, zusammengestellt.

Spannstahlbewehrung

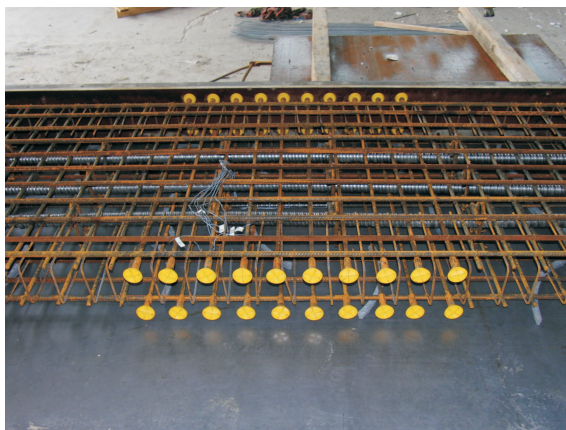
Neben der schlaffen Betonstahlbewehrung enthielten alle Versuchskörper drei Spannglieder, die in Längsrichtung mittig im Probekörper mit einem Achsabstand von 20 cm zueinander eingebaut waren. Zum Einsatz kamen nachträglich verpresste Spannglieder des Typs 6-3 der Firma Suspa-DSI [10], bestehend aus drei siebendräftigen Litzen mit einem Einzelquerschnitt von 150 mm² und einem Gesamtquerschnitt von 450 mm², welche nicht vorgespannt wurden. Als Hüllrohr [8] wurde ein rundes Hüllrohr Typ 1 mit einem Innendurchmesser von 40 mm und einem Außendurchmesser von 47 mm eingesetzt. Die Spannglieder wurden beidseitig mit einer Spannverankerung Typ E gemäß Zulassung [10] verankert. Die Materialeigenschaften des Spannstahls nach der bauaufsichtlichen Zulassung sind in Anhang B, Tabelle B.4, aufgeführt. Eine Auflistung der eingebauten Bewehrungen ist in Tabelle 4.3 zu finden.

Tabelle 4.3: Bewehrung der Versuchskörper

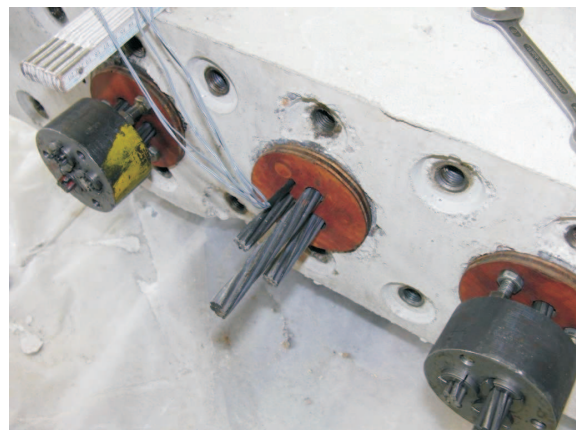
Richtung	Bewehrung	Art	Stababstand [cm]	Lage	$A_{s/p}$ [cm ²]	$A_{s/p,gesamt}$ [cm ² /m]
Längs	Betonstahl	Pfeifer PH-DM Ø16 [11]	10	2-lagig	1,94	38,80
	Spannstahl	Suspa-DSI Typ 6-3 [10]	20	1-lagig	4,50	13,50
Quer	Betonstahl	Pfeifer PH-DM Ø12 [11]	10	2-lagig	1,12	22,40
	Betonstahl	DIN 488-2 Ø12 [14]	10	2-lagig	1,12	22,40

4.1.4 Herstellung und Lagerung

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte aufgrund der Bauteilgröße in einem Fertigteilwerk auf einem beheizten Rütteltisch. Der Bewehrungskorb wurde ausschließlich der Hüllrohre und der mit Dehnmessstreifen bestückten Bewehrungsstäbe werksseitig vorgefertigt. Vor dem Einbau der Hüllrohre erfolgte die Abnahme und die Prüfung der Maßhaltigkeit des Bewehrungskorbes. In Bild 4.4 a) ist der fertige Bewehrungskorb vor dem Einbau in die liegende Schalung zu erkennen. Die Muffen der Pfeifer-Stäbe wurden vor dem Einbau der Bewehrung in die Schalung mit Plasteabdeckkappen verschlossen und mit Schmierfett verfüllt, um ein Eindringen von Zementleim zu verhindern. Die Lage der Hüllrohre wurde mit Hilfe von Abstandhaltern fixiert. Nach dem Einbau der Hüllrohre und des mit Messtechnik bestückten Bewehrungsstabes wurde die Schalung gestellt. Der Bewehrungsstab mit den DMS wurde so angeordnet, dass die applizierten Stahl-DMS zur Schalseite ausgerichtet waren, auf der sich später auch die Beton-DMS befanden. Anschließend wurde der Versuchskörper betoniert, auf dem Rütteltisch 60 s verdichtet und im Anschluss die Betonieroberseite abgezogen und geglättet.



a) Bewehrungskorb



b) Einbringen der Spannlitzen

Bild 4.4: Herstellung Versuchskörper

In Bild 4.4 b) sind die bereits eingebauten Spannstahllitzen zu erkennen, die einseitig in Ankerbüchsen verkeilt und anschließend vor dem Verpressen per Hand auf der Lasteinleitungsseite vorgereckt wurden, um das Durchhängen der Litzen zu vermindern. Eine direkte Vorspannung der drei eingelegten Spannglieder erfolgte nicht. Abschließend wurden die Hüllrohre unter Verwendung eines Verpressmörtels aus Zement CEM 42,5 und der Einpresshilfe DaragROUT 181 verpresst.

In Bild 4.5 ist zu erkennen, dass sehr gute Ergebnisse beim Verpressen der Spannstahllitzen erreicht wurden. In Bild 4.5 a) ist ein Schnitt in Hüllrohrachse und in Bild 4.5 b) ein Schnitt senkrecht zur Hüllrohrachse zu sehen. An der Lage der Spannstahllitzen im Hüllrohr ist zu erkennen, dass die Litze allseitig von Verpressmörtel umschlossen wurde, so dass für die Versuche von einer guten Verbundwirkung ausgegangen werden konnte. Bild 4.5 c) zeigt die Verbundfuge zwischen Hüllrohr und Beton und Bild 4.5 d) einen Teil

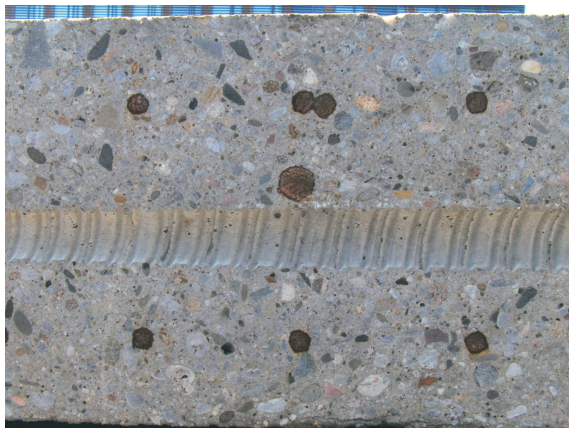
des verpressten Hüllrohres. Aufschlüsse über die innere Rissbildung im Hüllrohr und im Übergangsbereich Hüllrohr-Beton konnten durch das Aufsägen der Probekörper nicht gewonnen werden. Dies lag einerseits am entlasteten Zustand der Scheiben und andererseits am gewählten Trennverfahren, bei dem die Schnitte mittels eines wassergekühlten Sägeblattes eingebracht wurden und die sich dabei bildende Suspension aus Wasser und Staub vorhandene Risse verschloss. Eine zusätzliche Rissbildung innerhalb des Verpressmörtels konnte durch das mechanische Trennen nicht ausgeschlossen werden.



a) Längsschnitt



b) Querschnitt



c) Verbundfuge Hüllrohr-Beton



d) Verpresstes Hüllrohr

Bild 4.5: Bauteilschnitte und Details

Die Lagerung der Versuchskörper erfolgte im Fertigteilwerk bei Raumtemperatur auf dem Rütteltisch. Nach der Betonage wurden die Prüfkörper bis zur Auslieferung am siebenten Tag mit PE-Folie abgedeckt. An den zwei Tagen nach der Betonage wurden die Oberflächen mit Hilfe einer Malerbürste mit Wasser benetzt und wiederum abgedeckt. Nach der Anlieferung in das Otto-Mohr-Laboratorium der Technischen Universität Dresden erfolgte die Lagerung analog zu den Verbundversuchen und den Zugversuchen an unbewehrten Betonscheiben im Raumklima des Prüflabors. Hier wurden ebenso die Vorbereitung des Versuchskörpers für den Versuch und die Applikation der Messtechnik durchgeführt. Die Prüfung erfolgte am 28. Tag nach der Betonage.

4.1.5 Versuchsstand

Die Durchführung von Versuchen mit diesen Bauteilabmessungen stellte besondere Anforderungen an die Maschinenteknik. Im Otto-Mohr-Laboratorium stand hierfür ein leistungsfähiger Belastungsrahmen zur Verfügung, mit dessen Hilfe Bauteile bis 6 m Länge unter Druck- und Zugbelastung geprüft werden können. Die Lasteinleitung über servohydraulische Zylinder kann dabei kraft- oder weggesteuert erfolgen. Eine

prinzipielle Darstellung des Versuchsstandes mit eingebautem Versuchskörper ist in Bild 4.6 gegeben. Die scheibenförmigen Versuchskörper wurden stehend geprüft, wobei die Einleitung der Zugkräfte ausschließlich über die Betonstahlbewehrung erfolgte. In horizontaler Richtung wurde die Längszugkraft F_1 und in vertikaler Richtung die Querszugkraft F_2 aufgebracht. Die Belastungsgeschwindigkeit für die Längszugbelastung wurde zu 300 N/s festgelegt.

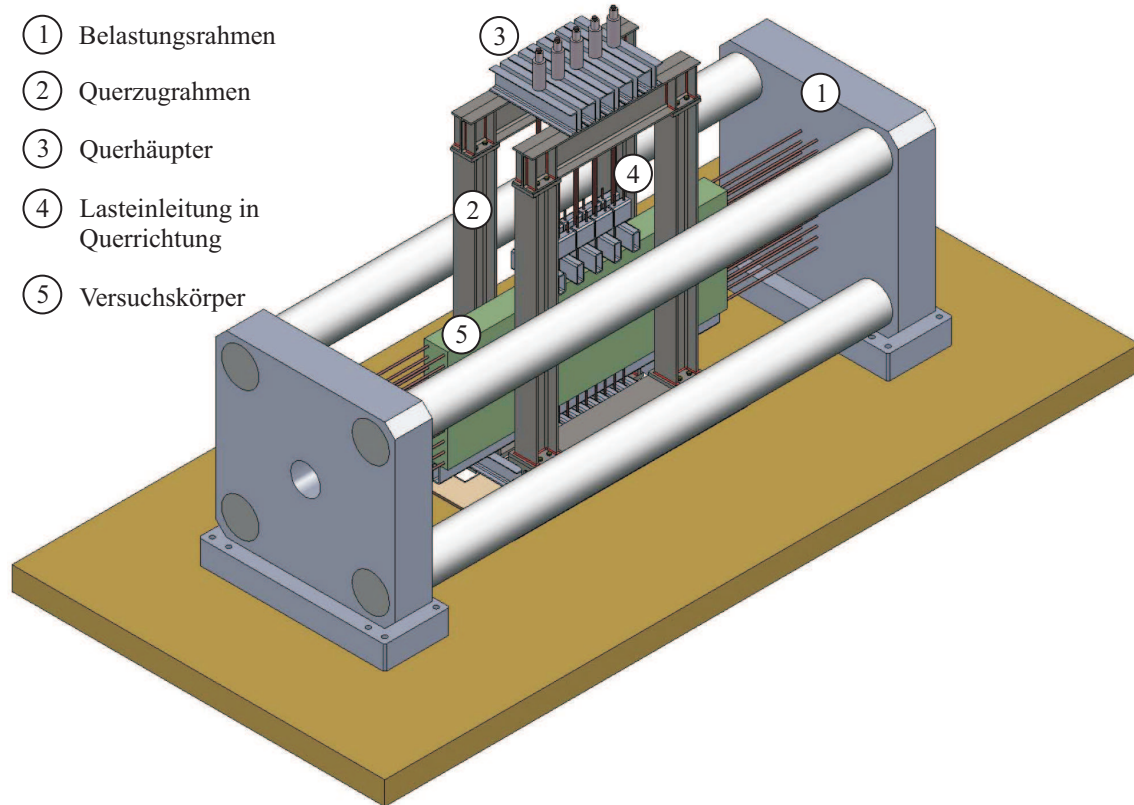


Bild 4.6: Prinzipieller Versuchsaufbau

Für die Realisierung eines zweiaxialen Spannungszustandes im Bauteil wurde neben dieser Prüfmaschine ein zusätzlicher Stahlrahmen für die Einleitung der vertikalen Querszugkräfte eingesetzt. Dieser zweiteilige in sich geschlossene Rahmen bestand aus handelsüblichen Stahlprofilen, die an den Stirnflächen biegesteif miteinander verbunden waren. Der Querszugrahmen wurde auf jeweils zwei PTFE-Kissen auf Gleitblechen aus Edelstahl im Bereich der Rahmenecken gelagert. Durch den Einsatz der Gleitkissen konnte die nahezu zwangungsfreie Verschieblichkeit des Rahmens in Längskraftrichtung garantiert werden. Die Verschiebung des gesamten Querszugrahmens während des Versuches wurde mittels IWA geprüft. Bereits ab vergleichsweise kleinen Längszugkräften (50-100 kN) wurden Relativverschiebungen des Rahmens gegenüber dem stationären horizontalen Prüfrahmen aufgezeichnet. Eine Zwangsbeanspruchung infolge Reibung konnte somit ausgeschlossen werden.

Lasteinleitung

Eine Prinzipskizze für die Einleitung des Längszuges F_1 ist in Bild 4.7 dargestellt. Die horizontal aufgebraachte Längszugkraft wurde zunächst von dem Hydraulikzylinder des Belastungsrahmens auf einen Gewindestab 63,5 übertragen, der hinter einer massiven, sehr steifen Stahlplatte verankert wurde. Über diese erfolgte die Aufteilung der Einzellast auf die 22 Gewindestäbe M20, die wiederum in den Muffen der Bewehrungsstäbe des Probekörpers verankert waren. Durch die gewählte Höhe der Stahlscheibe war eine ungestörte Lastausbreitung ausgehend von der Verankerung des Gewindestabes 63,5 zum Verankerungspunkt der Gewindestäbe M20 gewährleistet. Die Stahlscheibe mit einem Gewicht von ca. 600 kg war über eine Aufhängung in vertikaler Richtung in ihrer Lage fixiert. Somit konnte gewährleistet werden, dass infolge

des Eigengewichtes keine Biegebeanspruchung in die Gewindestäbe und in den Versuchskörper eingeleitet wurde. In Längszugrichtung war die Aufhängung flexibel, so dass keine Beeinflussung der einzuleitenden Längskraft auftrat. Über elf Stahlplatten, die hinter der Lastverteilungsplatte angeordnet waren, erfolgte die Übertragung der Zugkraft in je zwei gegenüberliegende Bewehrungsstäbe (siehe Bild 4.7 und 4.8 a)). Beim Aufbau des Versuches wurde großes Augenmerk auf die Verschraubung der Gewindestäbe gelegt. Dadurch konnte eine ungleichmäßige Lasteinleitung auf ein Minimum reduziert werden. Eine Kontrolle der eingeleiteten Kräfte erfolgte über die in Bild 4.8 a) erkennbaren Kraftmessdosen zwischen Verschraubung und Stahlplatte.

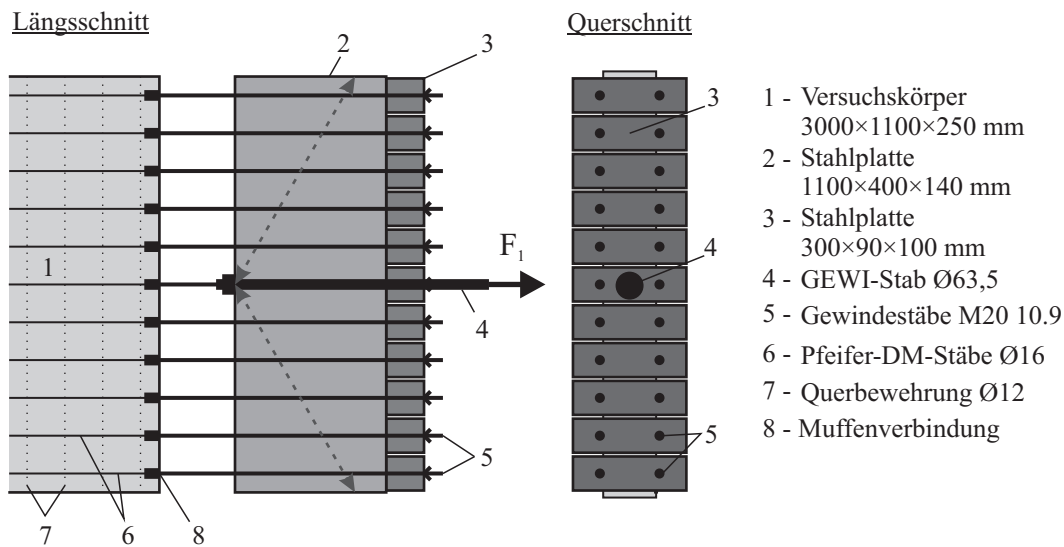
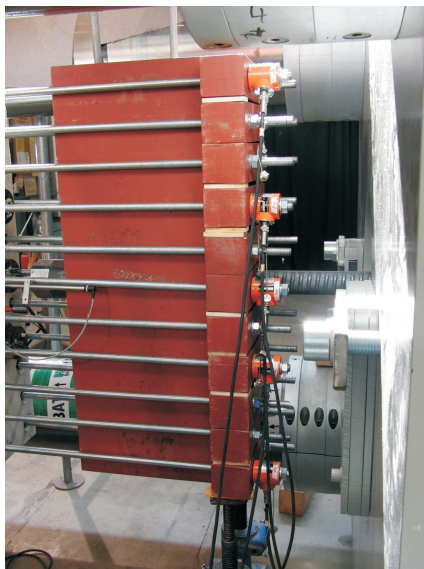
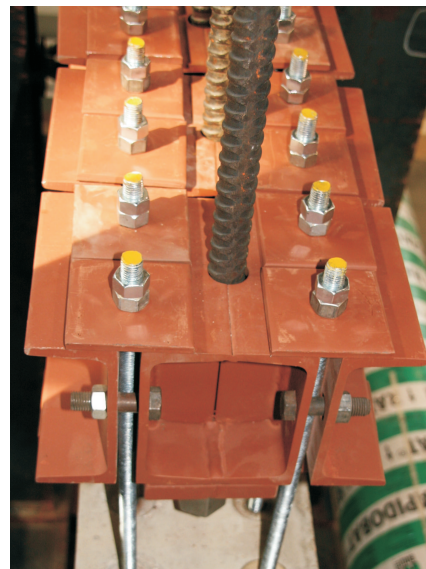


Bild 4.7: Lasteinleitungsschema für den Längszug F_1



a) Längszug



b) Querszug

Bild 4.8: Lasteinleitung

Über die Querhüpter der Querszugrahmen wurde die Querszugbelastung F_2 in den Versuchskörper eingeleitet (siehe Bild 4.6). Im oberen Bereich erfolgte die Lasteinleitung mit insgesamt fünf parallel geschalteten Prüfzylindern, durch die jeweils ein Gewindestab 32 geführt wurde. Diese fünf Gewindestäbe teilten die Querszuglast über Stahlprofile auf jeweils vier in den Seitenwangen der Versuchskörper verankerte Gewindestäbe auf (siehe Bild 4.6 und 4.8 b)). Im unteren Bereich wurden die in den Muffen der Querszugbewehrung verankerten Gewindestäbe über Querprofile mit den unteren Rahmenriegeln verbunden.

In Bild 4.9 ist der gesamte Versuchsaufbau zu sehen.

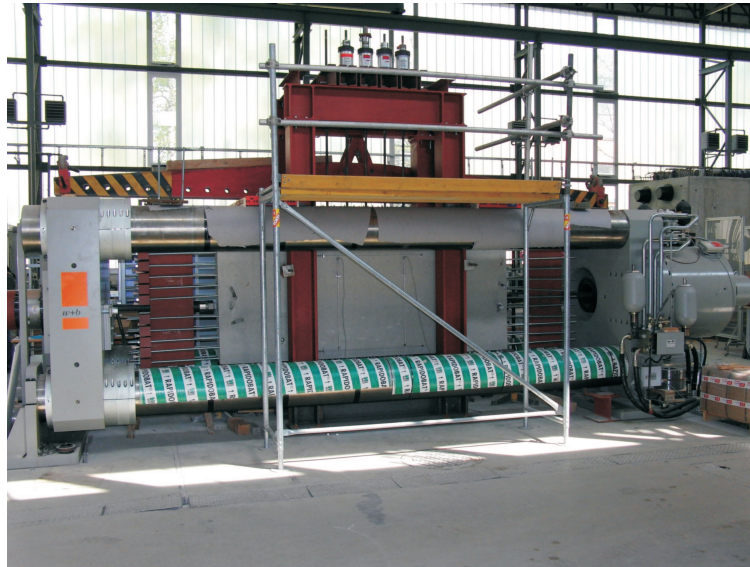


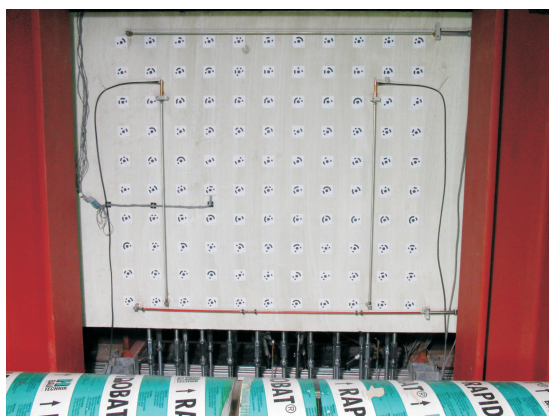
Bild 4.9: Versuchsaufbau

4.1.6 Messtechnik

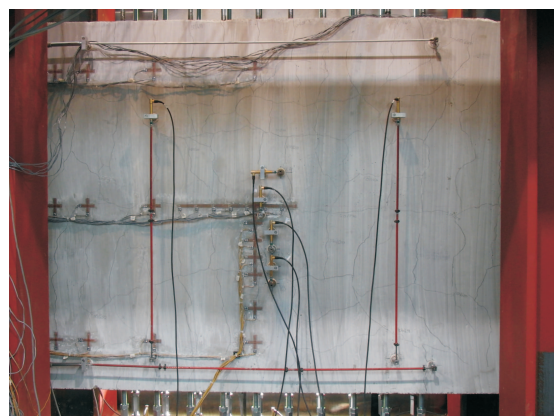
Das Aufzeichnen des globalen und lokalen Verformungsverhaltens von bauteilgroßen Versuchskörpern ist eine sehr komplexe Messaufgabe. Daher wurden für die Erfassung der Verformungsdaten verschiedene Messmethoden eingesetzt. Bei den durchgeführten Versuchen sollte neben dem globalen Verformungsverhalten auch das lokale Verformungsverhalten bestimmt werden.

Globale Verformungsmessung

Zur Erfassung der globalen Verformungen wurden auf beiden Seiten des Versuchskörpers IWA eingesetzt. Je Oberfläche wurden im mittleren Bereich des Versuchskörpers die Verformungen in vertikaler und horizontaler Richtung durch je zwei orthogonal zueinander angeordnete IWA aufgenommen (siehe Bild 4.10). An den Stirnseiten des Versuchskörpers waren zusätzlich IWA angeordnet, die die Relativverschiebungen in der Versuchseinrichtung und die Gesamtlängenänderung infolge Längszugbelastung erfassten.



a) Messtechnik Betonierseite



b) Messtechnik Schalseite

Bild 4.10: Applizierte Messtechnik auf der Betonoberfläche

Lokale Verformungsmessung

Weiterhin wurden auf der Betonoberfläche, einem Betonstahl und einer Spannstahl-Litze Dehnmessstreifen appliziert, um auch die lokalen Verformungen infolge der Zugbelastung aufzuzeichnen. In den Symmetrieachsen des Versuchskörpers erfolgte die Messung in drei verschiedenen Messebenen (siehe Bild 4.11). Bei der Herstellung der Versuchskörper wurde darauf geachtet, dass die in den verschiedenen Messebenen liegenden DMS genau übereinander lagen. Der Abstand der DMS betrug in allen Messebenen 5 cm. Die genaue Position der einzelnen DMS ist in Anhang B, Tabelle B.8, angegeben.

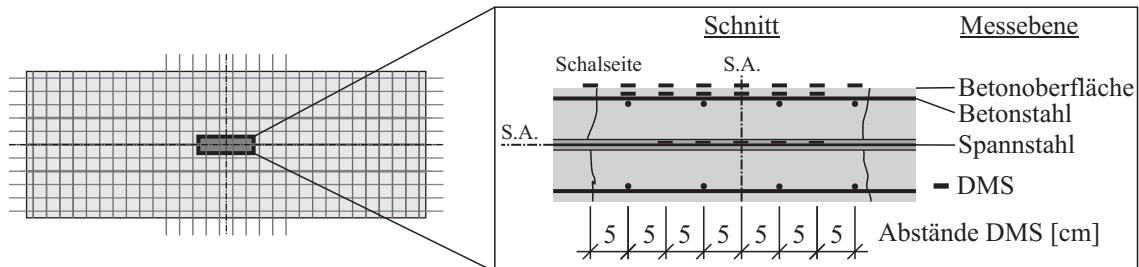
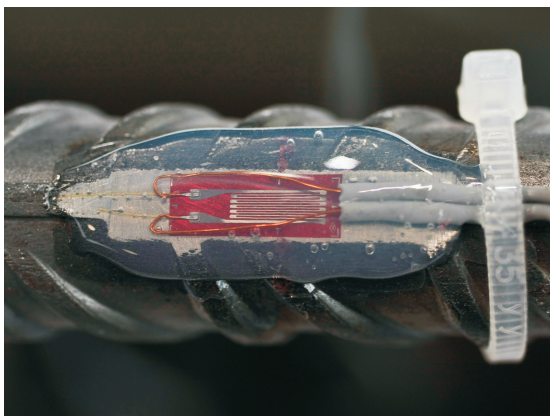
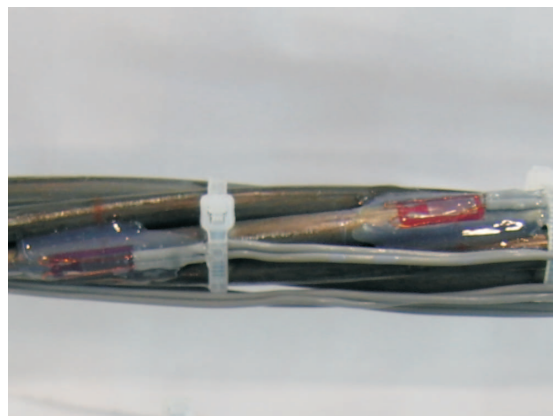


Bild 4.11: Messebenen Bauteilversuch

Die Stahl-DMS wurden vor dem Einbetonieren der Bewehrungsstäbe bzw. vor dem Verpressen der Spannlieder auf den Stählen appliziert und anschließend gegen Feuchtigkeit und mechanische Zerstörung mit Epoxidharz abgedeckt (siehe Bild 4.12). Vor dem Kleben der DMS wurden die Stahloberflächen auf herkömmliche Weise eben abgeschliffen und gereinigt. Die DMS auf dem Betonstahl wurden entlang der Längsrippe und die Spannstahl-DMS stets auf der selben Litze angeordnet. Vor dem Applizieren der DMS auf der Betonoberfläche wurde diese ebenfalls gereinigt und kleine Unebenheiten durch das Aufbringen einer Ausgleichsschicht behoben. Nach dem Auftragen des Schnellklebstoffes Z70 der Firma HBM auf der Oberfläche konnten die Beton-DMS appliziert werden.



a) Betonstahl-DMS



b) Spannstahl-DMS

Bild 4.12: Lokale Dehnungsmessung auf der Bewehrung

Eine Übersicht der eingesetzten Messmethoden ist in Tabelle 4.4 gegeben. Die Auswertung der digitalen Nahbereichsphotogrammetrie, im Bild 4.10 a) dargestellt, ist nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit (vgl. hierzu LEMNITZER ET AL. [68]). Darüber hinaus wurden neben der Versuchsdauer auch die Maschinenkraft in Längs- und Querschnittsrichtung und der Maschinenweg aufgezeichnet.

Tabelle 4.4: Messtechnik zur Verformungsmessung

Messtechnik	Messgröße	Ort	Messlänge
IWA	Gesamtverformung	Stirnseiten	3000 mm
	globale Verformung horizontal	Betonoberfläche Schal- u. Betonierseite	1000 mm
	globale Verformung vertikal	Betonoberfläche Schal- u. Betonierseite	700 mm
	Rissbreiten	Betonoberfläche	50-100 mm
DMS	lokale Verformungen	Betonoberfläche Schalseite	30 mm
	lokale Verformungen	Betonstahloberfläche	5 mm
	lokale Verformungen	Spannstahloberfläche	5 mm

4.2 Zweiaxiales Zugtragverhalten von Stahl- und Spannbetonscheiben

4.2.1 Materialeigenschaften

Insgesamt wurden zwölf Großversuche zur Bestimmung des globalen Last-Verformungs-Verhaltens von gemischt bewehrten Bauteilen unter zweiaxialer Zugbelastung durchgeführt. Begleitend zu den Versuchskörpern wurden je Betoniercharge Standardprüfkörper zur Bestimmung der Würfel- und Zylinderdruckfestigkeit, des Elastizitätsmoduls und der Spaltzugfestigkeit hergestellt. In Tabelle 4.5 sind die Mittelwerte der Materialeigenschaften aller Versuche zusammengefasst, die Materialparameter der einzelnen Versuche sind in Anhang B.2, Tabelle B.5 und B.6, zu finden.

Tabelle 4.5: Mittlere Materialeigenschaften der Betone

Beton		$f_{c,cube}$	$f_{c,cyl}$	E_c	$f_{ct,sp}$
C40/50	Mittelwert [N/mm ²]	46,64	42,32	30954	2,94
	Standardabweichung [N/mm ²]	4,43	4,61	1185	0,13
	Variationskoeffizient	10 %	11 %	4 %	5 %
C20/25	Mittelwert [N/mm ²]	31,01	29,08	28083	2,28
	Standardabweichung [N/mm ²]	2,61	1,15	1988	0,14
	Variationskoeffizient	8 %	4 %	7 %	6 %

Die Prüfung der Materialeigenschaften des Verpressmörtels erfolgte entsprechend DIN EN 1015-11 [12] sowie DIN EN 196-1 [9]. Hierzu wurden je Versuchskörper drei Mörtelprismen mit den Maßen 16×4×4 cm³ in einer Stahlschalung hergestellt. Die Bestimmung der Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ erfolgte mittels 3-Punkt-Biegeversuch und daran anschließend die Bestimmung der Druckfestigkeit f_c an den zwei Teilen des Mörtelprismas. Die Mittelwerte der Verpressmörtelfestigkeiten aller Versuche sind in Tabelle 4.6 zusammengestellt. Die Materialparameter des Verpressmörtels jedes einzelnen Versuchs können Anhang B.2, Tabelle B.7, entnommen werden.

Tabelle 4.6: Mittlere Materialeigenschaften des Verpressmörtels

	f_c [N/mm ²]	$f_{ct,fl}$ [N/mm ²]	ρ [kg/dm ³]
Mittelwert [N/mm ²]	54,82	1,95	1,86
Standardabweichung [N/mm ²]	5,55	0,35	0,05
Variationskoeffizient	10 %	18 %	3 %

4.2.2 Rissbildung

LEMNITZER ET AL. [68] konnten mit Hilfe der digitalen Photogrammetrie feststellen, dass eine Abhängigkeit zwischen der Rissbildung und dem Spannungsverhältnis in Längs- und Querrichtung besteht. Bezogen auf den einaxialen Referenzversuch war zu erkennen, dass die Rissbildungsphase, also der Übergang vom Erstriss zum abgeschlossenen Rissbild, vom Lastpfad abhängig ist. Beim einaxialen Referenzversuch des Betons C40/50 wurde im Mittel bei der 1,4-fachen Erstrisslast F_{cr1} das abgeschlossene Rissbild mit der zugehörigen Risslast F_{crn} erreicht. Für den Beton C20/25 betrug der Mittelwert des Verhältnisses $F_{crn}:F_{cr1}=1,5$. Beim zweiaxialen Zugversuch im Lastpfad B war die Rissbildung zwischen dem 1,4- bis 1,5-fachen der Erstrisslast abgeschlossen. Lag eine Vorschädigung des Versuchskörpers in Form von Längsrissen vor, so stieg die Risslast beim abgeschlossenen Rissbild des Betons C20/25 auf den zweifachen und beim C40/50 auf den 2,3-fachen Wert an. Bild 4.13 zeigt das Verhältnis der Kraft beim abgeschlossenen Rissbild F_{crn} zur Erstrisskraft F_{cr1} für die beiden verwendeten Betonsorten und Lastpfade.

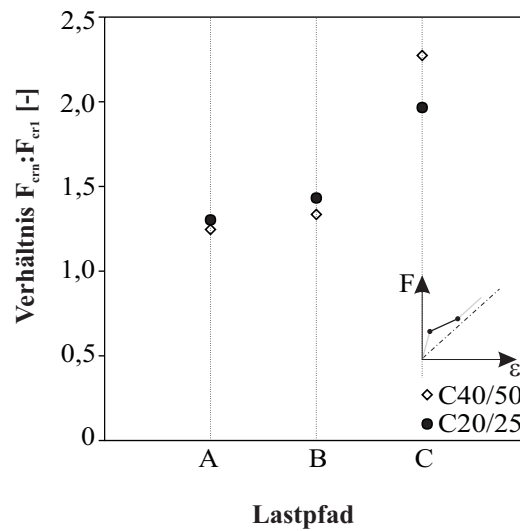


Bild 4.13: Verhältnis der Risskräfte nach LEMNITZER ET AL. [68]

Aus der Darstellung wird ersichtlich, dass infolge einer Vorschädigung durch Längsrisse eine sukzessive Rissbildung in Querrichtung über einen größeren Lastbereich auftritt.

4.2.2.1 Erstrissbildung

Aus den zuvor gezeigten Ergebnissen lässt sich die Vermutung ableiten, dass durch eine zweiaxiale Zugbeanspruchung eine veränderte Erstrissspannung gegenüber der einaxialen Zugbeanspruchung erwartet werden kann. Anhand der ermittelten Risslasten erfolgt die Untersuchung des Einflusses einer zweiaxialen Zugbeanspruchung auf die Erstrisslast. Bis zum Erreichen der Erstrisslast F_{cr1} kann davon ausgegangen werden, dass sich ein bewehrtes Bauteil linearelastisch verhält. Eine Dehnungsdifferenz zwischen den einzelnen Komponenten tritt nicht auf. Bei der Bestimmung von Spannungen und Steifigkeiten von Verbundwerkstoffen muss entsprechend der verschiedenen Elastizitätsmoduln eine Wichtung der einzelnen Anteile entsprechend der Materialcharakteristik erfolgen. Dies kann nach Gl. (4.1) erfolgen:

$$E \cdot A = E_c \cdot A_i \quad (4.1)$$

Die Berücksichtigung der einzelnen Anteile erfolgt mit Hilfe Gl. (4.2)

$$\begin{aligned}
 A_i &= A_{c,netto} + \alpha \cdot (A_s + A_p) \quad \text{mit} \\
 A_{c,Netto} &= A_c - A_{s,1} - A_{s,2} - A_p \\
 \alpha &= \frac{E_s}{E_c} \\
 E_s &\approx E_p
 \end{aligned} \tag{4.2}$$

Die im Beton erreichte Erstrissspannung lässt sich mit der in Gl. (4.3) angegebenen Formulierung bestimmen.

$$f_{cr1} = \frac{F_{cr1}}{A_{c,Netto} + \alpha \cdot A_{s+p}} \tag{4.3}$$

Die wirksame Zugkraft übertragende Querschnittsfläche des Betons $A_{c,Netto}$ ergibt sich aus dem Bruttoquerschnitt des Betons abzüglich aller in der Zugzone vorhandenen Bewehrungen. Dies sind die Längsbewehrung $A_{s,1}$, die Querbewehrung $A_{s,2}$ und die Spannstahlbewehrung A_p . Infolge der Querbewehrung $A_{s,2}$ wird der zugkraftübertragende Querschnitt um 10 % reduziert. Eine Berücksichtigung der streuenden Materialeigenschaften ist für einen Vergleich unabdingbar. Somit wurden die nach Gl. (4.3) ermittelten Erstrissspannungen auf die in begleitenden Standardprüfungen bestimmte Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ bezogen, Gl. (4.4).

$$f_{cr,bez} = \frac{f_{cr1}}{f_{ct,sp}} \tag{4.4}$$

Analog zu den zweiaxialen Zugversuchen an unbewehrten Betonscheiben werden die bezogenen Erstrissspannungen $f_{cr,bez}$ auf die als Referenzversuch definierten Ergebnisse des Lastpfades A nach Gl. (4.5) normiert.

$$f_{cr,n} = \frac{f_{cr,bez}(A,B,C)}{f_{cr,bez}(A)} \tag{4.5}$$

In Tabelle 4.7 werden die Erstrisskräfte F_{cr1} und die daraus bestimmten Spannungen f_{cr1} zusammengefasst. Fett hervorgehoben sind die Mittelwerte.

Aus der Zusammenstellung ist zu erkennen, dass die in den Versuchen ermittelte Zugfestigkeit bei Erstriss im Mittel bis zu 32 % unterhalb der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ liegt. DIN 1045-1 [13] führt aus, dass die zentrische Zugfestigkeit f_{ct} zu 90 % der im Standardversuch bestimmten Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ angenommen werden darf, Gl. (4.6).

$$f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} \tag{4.6}$$

Somit liegen die in den einaxialen Zugversuchen ermittelten Erstrissspannungen $f_{cr,I}$ der beiden Betonsorten 20 % unterhalb der nach Gl. (4.6) bestimmten Zugfestigkeit. Die Erstrisskräfte im Lastpfad B mit einem Spannungsverhältnis von $\sigma_1 : \sigma_2$ zeigen unterschiedliche Tendenzen, beim Beton C40/50 liegen sie 11 % unterhalb und beim Beton C20/25 12 % oberhalb der mittleren Erstrissspannung im einaxialen Versuch.

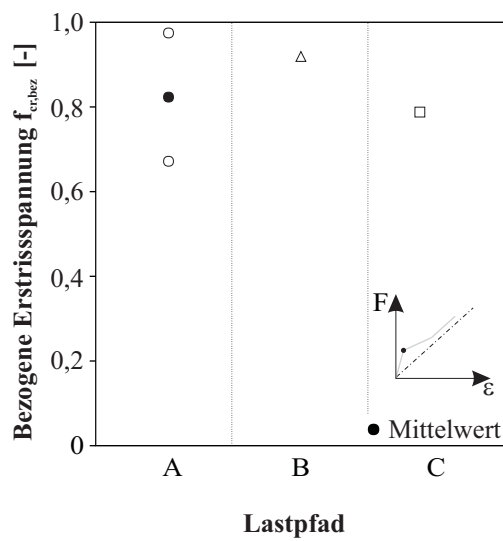
Tabelle 4.7: Kräfte und Spannungen bei Erstriss infolge Längszug F_1

Beton	Lastpfad	Versuch	E-Modul	Spaltzug- festigkeit	Risskraft F_{cr1}	Rissspannung		
			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	f_{cr1} [N/mm ²]	$f_{cr,bez}$ [-]	$f_{cr,n}$ [-]
C40/50	A	1	33561	3,4	635	2,30	0,68	0,86
		2	30567	3,3	693	2,47	0,75	0,95
		4	30900	2,9	647	2,32	0,80	1,01
		12	28900	2,6	690	2,42	0,93	1,18
MW	B	3	31900	2,8	584	2,09	0,75	0,95
		5	30900	3,0	599	2,17	0,72	0,91
		6	31133	2,8	494	1,77	0,63	0,80
MW	C	11	29800	2,7	519	1,84	0,68	0,89
							0,68	0,86
C20/25	A	7	29333	2,5	472	1,67	0,67	0,81
		9	26333	2,2	616	2,15	0,98	1,19
MW	B	8	28233	2,1	548	1,93	0,82	1,00
							0,92	1,12
		10	28433	2,3	516	1,81	0,79	0,96

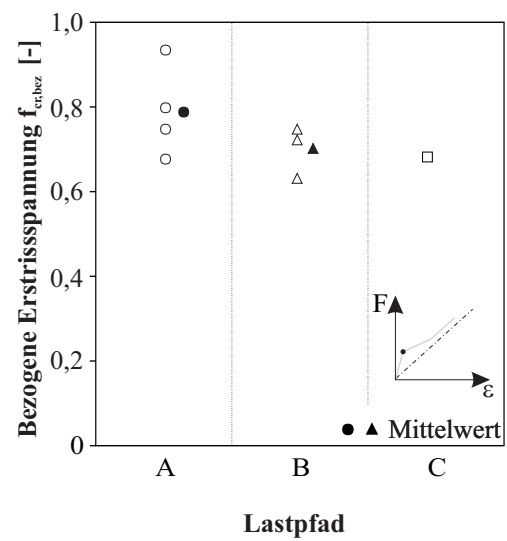
PURAINER [89] stellte anhand einer Korrelationsanalyse eine 11-prozentige Abnahme der Erstrissspannung unter zweiaxialer Zugbeanspruchung gegenüber den Ergebnissen unter einaxialer Zugbeanspruchung fest. Im Vergleich mit den Spaltzugkräften aus der Standardprüfung ermittelte PURAINER bei einer vorhandenen Querbewehrung eine um 20 % verringerte Zugfestigkeit gegenüber Versuchen ohne Querbewehrung. In den eigenen Versuchen konnte beim Beton C40/50 eine im Mittel um 13 % und beim Beton C20/25 eine 18 % geringere Erstrissspannung gegenüber der in Standardprüfungen bestimmten Spaltzugfestigkeit ermittelt werden. Diese Werte bestätigen in etwa die Ergebnisse von PURAINER.

In der Darstellung 4.14 sind die Werte der bezogenen Erstrissspannung in Abhängigkeit des Lastpfades für beide Betongüten dargestellt. Beiden Grafiken kann entnommen werden, dass die Größe scheinbar vom Belastungspfad abhängig ist. Die größten Werte werden im Lastpfad A beim Beton C20/25 mit im Mittel 82 % und beim Beton C40/50 im Mittel 87 % der Spaltzugfestigkeit erreicht. Dahingegen nimmt die Erstrissspannung nach Vorschädigung (Lastpfad C) beim Beton C20/25 auf 79 % und beim Beton C40/50 auf 68 % ab. Allerdings steht hier nur ein Versuch je Betongüte für die Auswertung zur Verfügung.

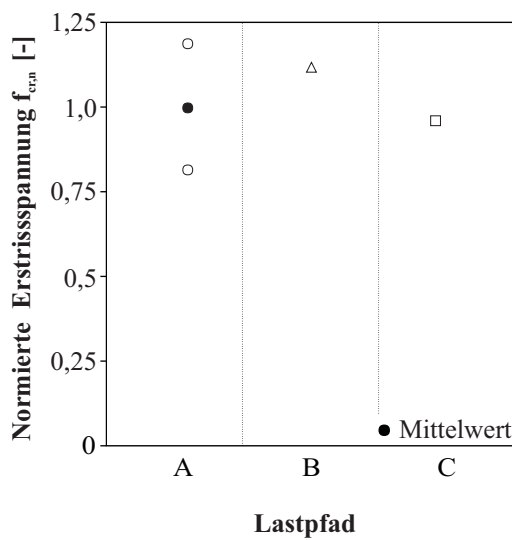
Ein ähnliches Bild bietet sich bei der Betrachtung der auf den einaxialen Referenzversuch normierten Erstrissspannung $f_{cr,n}$ im Bild 4.15. Ist im Bild 4.15 b) ein eindeutiger Trend der Abnahme der normierten Erstrissspannung zu erkennen, so stellt sich dieser Verlauf für den Beton C20/25 im Bild 4.15 a) nicht dar. Analog zu den Versuchen zur Bestimmung der mehraxialen Zugfestigkeit des unbewehrten Betons C20/25 lassen die erzielten Ergebnisse große Streuungen erwarten. Beide ermittelten Ergebnisse bestätigen jedoch die anhand der zweiaxialen Zugversuche am unbewehrten Beton gewonnenen Erkenntnisse. Bei einem Spannungsverhältnis von $\sigma_1 : \sigma_2$ nimmt die Zugfestigkeit beim Beton C20/25 zu und beim Beton C40/50 ab (vgl. Bild 3.20).



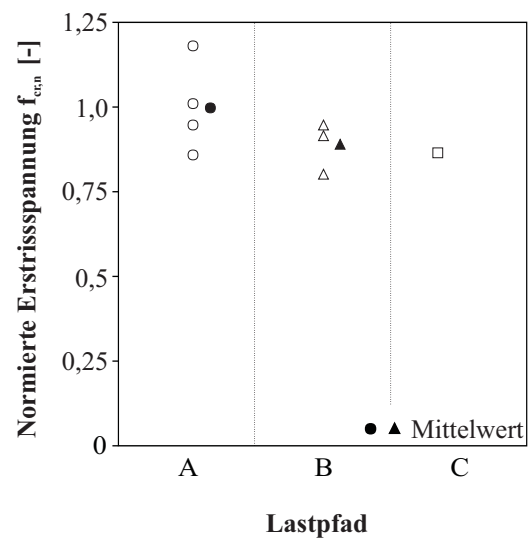
a) Beton C20/25



b) Beton C40/50

Bild 4.14: Bezugene Erstrissspannungen


a) Beton C20/25



b) Beton C40/50

Bild 4.15: Normierte Erstrissspannungen

Wie bereits erwähnt, beträgt die Verringerung des Querschnittes durch die vorhandene Querbewehrung 10 %. Dies ist eine Größenordnung, die im Streubereich der Zugfestigkeit liegt. Diese wird durch die 5-% und 95-%-Fraktile erfasst, vgl. DIN EN 1992-1-1 [15]. Es gilt:

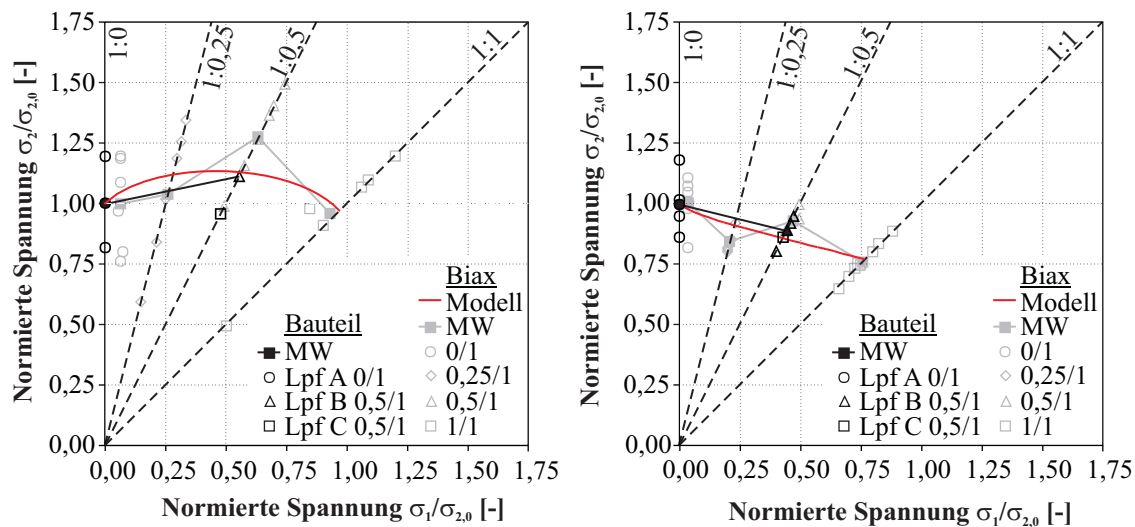
$$f_{ctk;0,05} = 0,70 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctk;0,95} = 1,30 \cdot f_{ctm}$$

(4.7)

Das bedeutet, dass eine Rissbildung durchaus auf die lokal geringere Zugspannung zurückgeführt werden kann. Das im Folgenden beschriebene Rissbild ließ den Schluss zu, dass die Querbewehrung als Rissformer wirkte. Einen weiteren Einfluss auf die Zugfestigkeit von bewehrten Bauteilen übt die Behinderung des Schwindens aus. Daraus resultierende Zwangsbeanspruchungen führen zu einer Reduzierung der übertragbaren Zugspannungen, vgl. hierzu EMPELMANN [36] und SCHEIDLER [99]. PURAINER gibt an, dass die Zugfestigkeit eines schwindbehinderten Bauteils auf 78,4 % der Zugfestigkeit abnimmt. In den eigenen Versuchen wurde der Schwindbeiwert mit 80 % bestimmt.

Die Einordnung der in den Bauteilversuchen bestimmten Erstrissspannungen in Bild 4.16 zeigt eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen aus den Versuchen zur Bestimmung der Zugfestigkeit des unbewehrten Betons unter zweiaxialer Zugeinwirkung.



a) Beton C20/25

b) Beton C40/50

Bild 4.16: Vergleich der Versuchsergebnisse

Eine endgültige Aussage ist aufgrund der geringen Anzahl von Versuchen nicht abschließend möglich, die Ergebnisse bestätigen jedoch tendenziell die Ergebnisse aus den Versuchen an unbewehrten Betonscheiben. Im Folgenden werden daher die Erstrissspannungen nachgerechnet. Dies erfolgt unter Verwendung der im Abschnitt 3.2.7 entwickelten Bruchkriterien (3.21) und (3.22).

4.2.3 Nachrechnung der Erstrisslasten

Im Folgenden werden die ermittelten Bruchkriterien für unbewehrten Beton auf das Verhalten der Erstrisslast unter einer zweiaxialen Zugbeanspruchung übertragen und hiermit die Erstrisslasten bestimmt. Hierbei

wird auf den von ECKFELDT [32] entwickelten Ansatz zur Bestimmung der risserzeugenden Spannung $\sigma_{s,cr}$ nach Gl. (4.8) zurückgegriffen.

$$\sigma_{s,cr} = \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + (\alpha_e - 1) \cdot \rho_{eff}) \quad (4.8)$$

Hierin enthalten ist neben der zum Zeitpunkt der Belastung vorhandenen Zugfestigkeit des Betons $f_{ct,eff}$ und das Verhältnis der E-Moduln $\alpha_e = E_s / E_c$. Der effektive Bewehrungsgrad ρ_{eff} lässt sich gemäß Gl. (4.9) unter Berücksichtigung des Verhältnisses der Verbundfestigkeiten der verschiedenen Bewehrungsarten ξ_1 bestimmen.

$$\begin{aligned} \rho_{eff} &= \frac{(A_s + \xi_1^2 \cdot A_p)}{A_{c,eff}} \\ \xi_1 &= \sqrt{\xi \cdot \frac{d_s}{d_p}} = \sqrt{\xi \cdot \frac{d_s}{1,6 \cdot \sqrt{A_p}}} \end{aligned} \quad (4.9)$$

Unter Ansatz der Kriterien nach Gl. (3.22) für den Beton C20/25 und nach Gl. (3.21) für den Beton C40/50 für die effektive Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ mit der Formulierung nach Gl. (4.10) können die Zugkräfte $F_{1,calc}^*$ beim Erstriss bestimmt werden. Die so bestimmten Erstrisskräfte liegen über den im Versuch festgestellten Erstrisskräften. Neben der Abminderung der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ um 10 % zur Bestimmung der Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ tritt ebenfalls eine Reduzierung der Zugfestigkeit infolge Schwindens des bewehrten Bauteiles auf. Hierbei wird durch das vorhandene orthogonale Bewehrungsnetz die freie Verkürzung behindert, es treten im Beton Zugspannungen auf, die sich mit den durch äußere Zugkräfte eingeleiteten Zugspannungen überlagern. Im Vergleich von unbewehrten Bauteilen mit bewehrten Bauteilen treten bei schwindbehinderten Bauteilen geringere Zugspannungen beim Erstriss auf.

$$\begin{aligned} F_{1,calc}^* &= \sigma_{s,cr} \cdot A_{s,eff} \\ A_{s,eff} &= A_s + \xi_1^2 \cdot A_p \end{aligned} \quad (4.10)$$

In Anlehnung an EMPELMANN [36] kann der Schwindfaktor α_s nach Gl. (4.11) bestimmt werden. Für beide Beton konnte ein Schwindbeiwert von $\alpha_s = 0,93$ bestimmt werden.

$$\alpha_s = \frac{f_{ct,VS}}{f_{ct,eff}} = \frac{F_{1,calc}^*}{F_1} \quad (4.11)$$

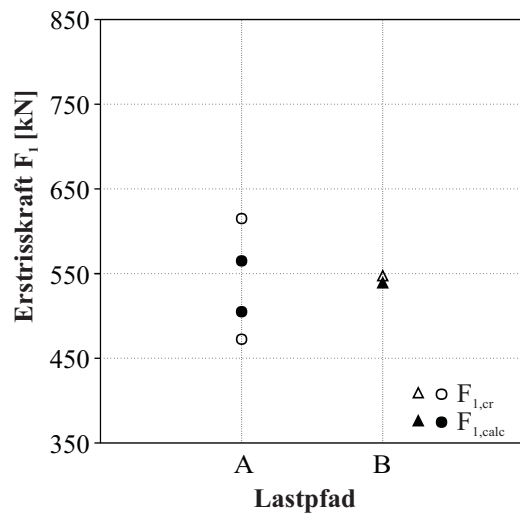
Unter Berücksichtigung des Schwindens können die Erstrisslasten nach Gl. (4.12) bestimmt werden, für die Abhängigkeit der Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ vom Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1$ gelten die Bruchkriterien nach Gl. (3.21) und (3.22).

$$F_{1,calc} = \alpha_s \cdot F_{ct,eff}^* \quad (4.12)$$

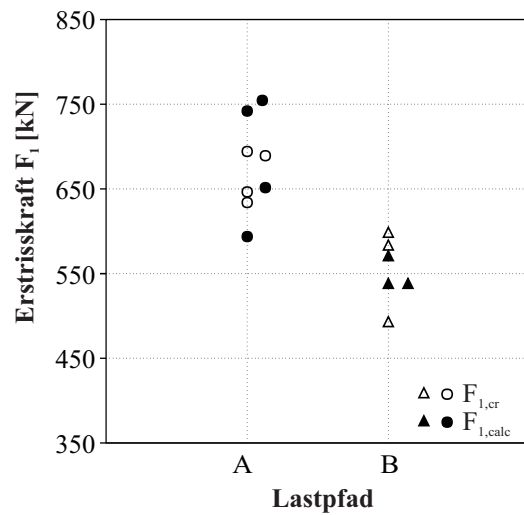
In Tabelle 4.8 sind die erzielten Versuchsergebnisse $F_{1,cr}$ den berechneten Erstrisskräften $F_{1,calc}$ gegenübergestellt, eine grafische Darstellung erfolgt in Bild 4.17 a) und b). Der Grafik kann eine gute Übereinstimmung der berechneten Werte mit den in den Versuchen erreichten Erstrisslasten entnommen werden.

Tabelle 4.8: Gegenüberstellung Erstrisslasten

Beton	Versuch	Lastpfad	Erstrisslast $F_{1,cr}$ [kN]	Erstrisslast $F_{1,calc}$ [kN]
C40/50	1	A	635	754
	2	A	693	743
	4	A	647	652
	12	A	690	594
	3	B	584	538
	5	B	600	571
	6	B	494	538
C20/25	7	A	472	566
	9	A	616	506
	8	B	548	541



a) Beton C20/25



b) Beton C40/50

Bild 4.17: Gegenüberstellung der Ergebnisse

4.2.4 Rissabstände

Bei der Betrachtung der Rissabstände ist wie bereits im Abschnitt 2.2 dargestellt eine Betrachtung des Verhältnisses von Querbewehrungsabstand s_q zur Verankerungslänge l_e erforderlich. Nach DIN EN 1992-1-1 [15] kann die Verankerungslänge gerader Stäbe mit gutem Verbund nach Gl. (4.13) erfolgen.

$$\begin{aligned}
 l_e &= l_{b,rqd} = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{s,cr}}{f_{bd}} \quad \text{mit} \\
 f_{bd} &= 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad \text{mit} \\
 f_{ctd} &= 1,0 \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}
 \end{aligned} \tag{4.13}$$

Unter Verwendung der Stahlspannungen beim Erstriss ergeben sich für beide Betone für die Längsbewehrung nahezu identische Verankerungslängen mit $l_e = 216$ mm beim Beton C40/50 und $l_e = 220$ mm beim Beton C20/25. Das heißt, der Abstand der Querbewehrung s_q entspricht 50 % der Verankerungslänge. Nach LEE [67] und KRELLER [61] stellt sich demnach ein Rissabstand zwischen dem einfachen bzw. zweifachen Wert des Querbewehrungsabstandes ein. Für die Querbewehrung konnte eine Verankerungslänge von 226 mm bestimmt werden, dies entspricht annähernd dem zweifachen Längsbewehrungsabstand.

Um die Abhängigkeit des Rissabstandes von einer zweiaxialen Zugbelastung darzustellen, werden im Folgenden die in Längsrichtung auftretenden Risse und die daraus ermittelten Rissabstände im ungestörten Bereich des Versuchskörpers untersucht. Der betrachtete Bereich mit den Maßen von 60×70 cm² ist in Bild 4.18 dargestellt.

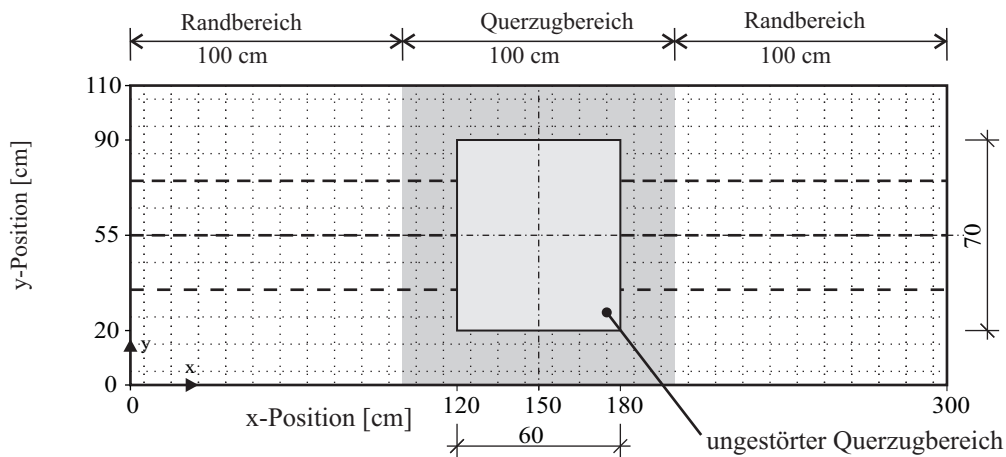


Bild 4.18: Ausgewerteter Bereich für die Rissabstände

Grundlage für die Auswertung der Rissabstände sind die Risse, welche während des Versuches auf dem weiß gekalkten Versuchskörper mit einem Fallbleistift angezeichnet wurden. Die Kartierung der Risse erfolgte mit Hilfe eines Bildbearbeitungsprogrammes, in welches die zuvor fotografierten Versuchskörper skaliert eingefügt wurden. Somit konnten die Koordinaten mit Bezug auf die linke untere Ecke des Probekörpers bestimmt und anschließend grafisch im Tabellenkalkulationsprogramm ausgewertet werden. Hierfür wurden, wie in Bild 4.19 gezeigt, Messlinien in einem Abstand von 10 cm zueinander definiert.

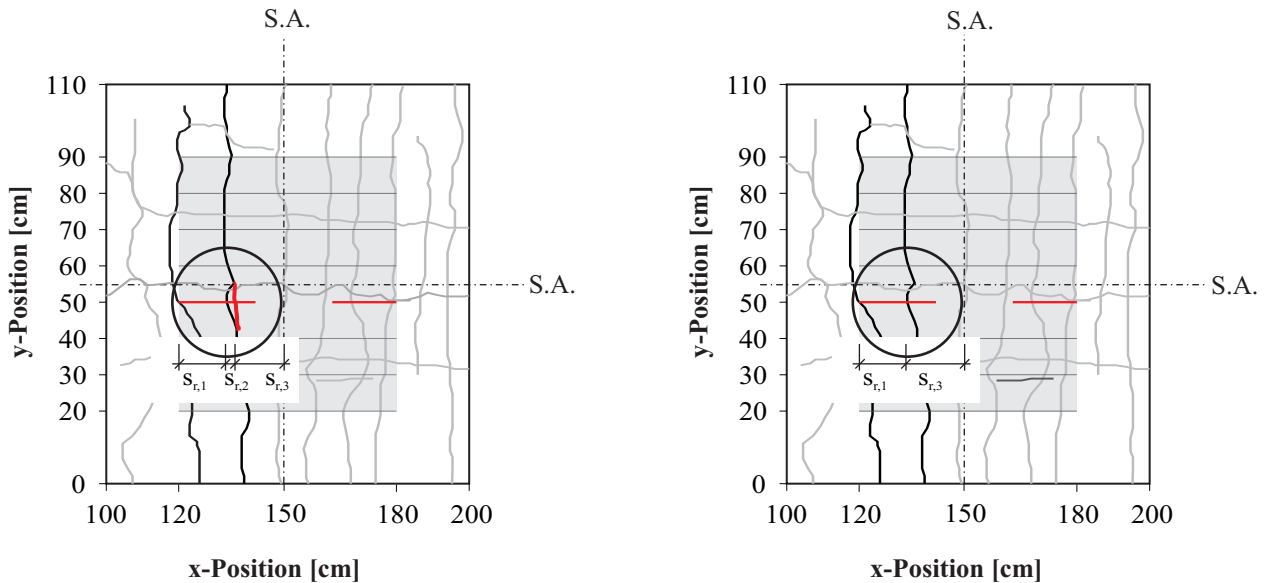


Bild 4.20: Berücksichtigung von Rissverästelungen mit $s_r \leq 2\text{cm}$

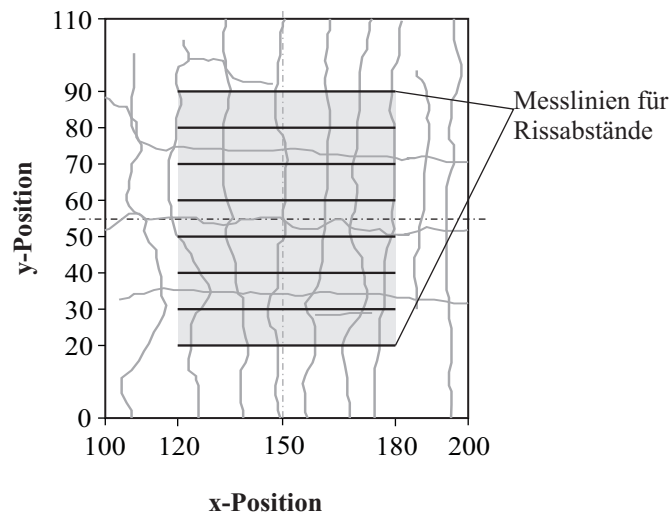


Bild 4.19: Messlinien für Rissabstände

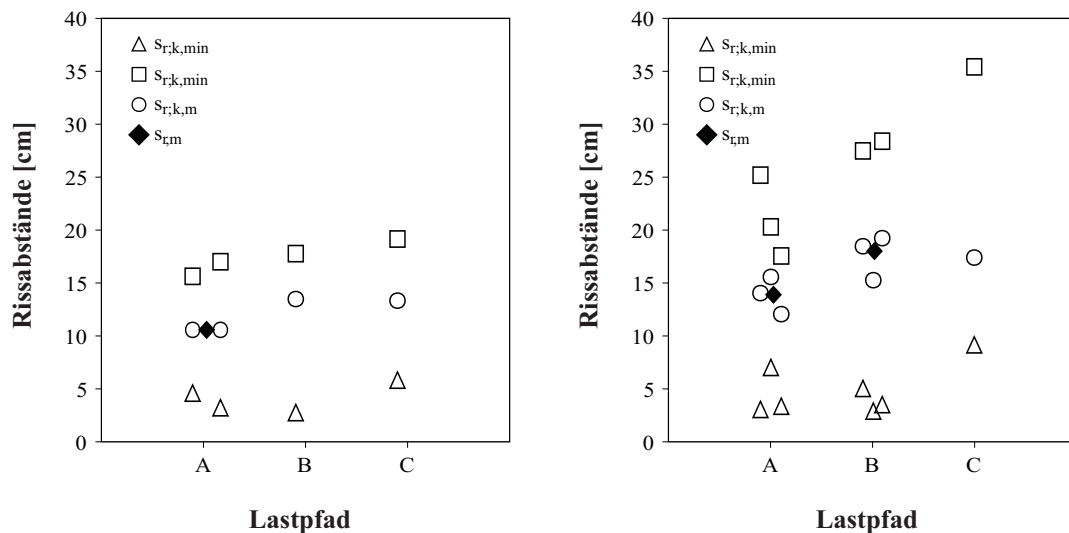
Für diese erfolgte anschließend die Bestimmung der Rissabstände. Aus den so gewonnenen Werten wurden der minimale Rissabstand $s_{r,min}$, der maximale Rissabstand $s_{r,max}$ und der mittlere Rissabstand $s_{r,m}$ bestimmt. Neben durchgehenden Rissen traten vereinzelt auch sich verästelnde Risse auf. Wiesen diese Doppelrisse einen Rissabstand unter $s_{r,min} \leq 2\text{cm}$ auf und waren als selbständige Risse erkennbar, flossen diese nicht in die Auswertung ein. Als selbständiger Riss gilt, wenn dieser über mindestens 50 % der Bauteilhöhe erkennbar war. Die Rissabstände unter 2 cm wurden im benachbarten Rissabstand berücksichtigt (vgl. hierzu Bild 4.20). Der Rissabstand $s_{r,2}$ des in Messlinie $y = 50\text{ cm}$ befindlichen Doppelrisses war geringer als 2 cm. Bedingt durch die geringe Rissausdehnung in y-Richtung und der eindeutigen Zuordnung des Risses zum durchgehenden Nachbarriss wurde der Rissabstand $s_{r,2}$ dem Rissabstand $s_{r,3}$ summarisch zugeschlagen und in der Auswertung berücksichtigt.

Die Bestimmung der mittleren Rissabstände infolge Längszug F_1 erfolgte unter Verwendung der in Gl. (4.14) angegebenen Beziehung. Hier sind $s_{r,n}$ die gemessenen Einzelwerte der Rissabstände und n die Anzahl der Risse im betrachteten Auswertebereich.

$$s_{r,m} = \frac{\sum_{k=1}^n s_{r,k}}{n} \quad (4.14)$$

Unter Verwendung von Gl. (2.51) können für die eigenen Versuche in Längsrichtung ein Index mit $I_{R,L} = 995 \text{ cm}^2$ und in Querrichtung ein Index mit $I_{R,Q} = 1326 \text{ cm}^2$ bestimmt werden. Das bedeutet, dass in Längsrichtung eine Rissbildung entlang der Querbewehrung und in Querrichtung eine Rissbildung unabhängig von der schlaffen Bewehrung zu erwarten ist.

Die Ergebnisse der Auswertung der Rissabstände sind in Bild 4.21 dargestellt. Der Abbildung ist die Abhängigkeit der Rissabstände, dargestellt auf der Ordinate, vom jeweiligen Lastpfad zu entnehmen. In Tabelle 4.9 sind die minimalen Rissabstände $s_{r,min}$, die maximalen Rissabstände $s_{r,max}$ und die mittleren Rissabstände $s_{r,m}$ angegeben. Weiterhin sind die mittleren Rissabstände $s_{r,m,n}$ auf den im einaxialen Zugversuch bezogenen mittleren Rissabstand für beide untersuchten Betonklassen dargestellt.



a) Beton C20/25

b) Beton C40/50

Bild 4.21: Rissabstände

Tabelle 4.9: Rissabstände

Lastpfad	Beton C20/25			Beton C40/50		
	A	B	C	A	B	C
$s_{r,min}$ [cm]	4,3	3,1	6,5	5,3	4,3	9,1
$s_{r,max}$ [cm]	18,4	20,1	21,6	34,5	33,9	35,4
$s_{r,m}$ [cm]	11,9	15,2	15,0	13,9	18,0	17,4
$s_{r,m,n}$ [-]	1,00	1,28	1,26	1,00	1,30	1,25

Es ist festzustellen, dass die gemessenen Rissabstände des Betons C40/50 um ca. 17 % größer als die des Betons C20/25 waren. Die mittleren Rissabstände unter zweiaxialer Zugbelastung im Lastpfad lagen um 28 % beim Beton C20/25 und um 30 % beim Beton C40/50 über den Werten des mittleren Rissabstandes unter einaxialer Zugbelastung im Lastpfad A. In den Versuchen mit Vorschädigung (Lastpfad C) lagen die mittleren

Rissabstände um 26 % beim Beton C20/25 und um 25 % beim Beton C40/50 über den mittleren Rissabständen im Lastpfad A. Eine signifikante Differenz der mittleren Rissabstände zwischen den Lastpfaden B und C war nicht zu verzeichnen. Bei beiden geprüften Betongütern trat der kleinste minimale Rissabstand beim zwei axialen Zugversuch nach Lastpfad B auf. Eine deutliche Zunahme des minimalen Rissabstandes war bei den Versuchen, welche nach Lastpfad C geprüft wurden, zu verzeichnen. Hier lagen die minimalen Rissabstände um ca. 50 % beim Beton C20/25 und um ca. 70 % beim Beton C40/50 über den Werten des Lastpfades A. Die maximalen Rissabstände lagen beim Beton C20/25 in einem Bereich von 18,4 cm bis 21,6 cm. Die größten maximalen Rissabstände traten im Lastpfad C auf, diese lagen allerdings nur 3,2 cm über dem Wert des Lastpfades A. Analog zum Beton C40/50 konnte der größte Rissabstand im Lastpfad C festgestellt werden, auch hier unterschieden sich die maximalen Rissabstände kaum. Im Vergleich der maximalen Rissabstände konnte festgestellt werden, dass die maximalen Rissabstände des Betons C40/50 ca. 50 % über den erzielten Werten des Betons C20/25 lagen. Die maximalen Rissabstände wiesen beim Beton C20/25 in etwa den doppelten Abstand der Querbewehrung ($s = 10 \text{ cm}$) und beim Beton C40/50 den dreifachen Abstand der Querbewehrung auf.

Die Ergebnisse zeigen, dass ein Zusammenhang zwischen den sich einstellenden Rissabständen im abgeschlossenen Rissbild und der Belastungsart besteht. Die geringsten mittleren Rissabstände konnten bei einer einaxialen Zugbeanspruchung festgestellt werden. Die Differenz der Rissabstände zwischen einem zwei axialen Zugversuch im Verhältnis $F_1 : F_2 = 2:1$ und einem vorgeschädigten Versuchskörper nach Lastpfad C fällt dagegen gering aus. Lediglich für die minimalen Rissabstände ist eine Differenz zu verzeichnen.

Im Anhang C 3.2 sind die der Auswertung zugrunde liegenden Rissbilder der einzelnen Versuche und die mittleren Rissabstände in Abhängigkeit der Positionen angegeben. Darüber hinaus sind Angaben zu den mittleren Rissabständen im linken Teil „MW RBL“ und im rechten Teil „MW RBR“ außerhalb des Querkugbereiches enthalten.

4.2.5 Rissbild

Lastpfad A

Bild 4.22 zeigt exemplarisch das Rissbild des Versuchs 9. Bestimmend für das Rissbild war die nahezu parallele Ausrichtung der Längs- bzw. Querrisse. Zunächst stellten sich senkrecht zur Längszugkraft F_1 verlaufende Risse ein und teilten die Scheiben in Bauteilstreifen. Die gleichen Ergebnisse erzielte auch PURRAINER [89]. Auffallend bei den im Anhang B.4 dargestellten Rissbildern ist, dass im Lastpfad A beim Beton C20/25 an nahezu jeder Querbewehrung ein Riss auftritt. Beim Beton C40/50 konnte mitunter ein Rissabstand in der Größe des zweifachen Querbewehrungsabstandes festgestellt werden. Gut zu erkennen ist bei beiden Betonsorten die Rissbildung an den Rändern am jeweils zweiten Querbewehrungsstab. Dieser besitzt einen Abstand zum Rand von 15 cm, also ca. 75 % der Verankerungslänge der Längsstäbe. Die Querschnittsschwächung durch den jeweils ersten Querbewehrungsstab war nicht ausreichend, um als Rissbildner zu wirken.

Die Rissabstände in Längsrichtung bestätigen die Annahme nach NAWY & ORENSTEIN [81], nach deren Kriterium eine Rissbildung entlang der Querbewehrung zu erwarten war. Die Betrachtung der Rissabstände in Abhängigkeit des Querbewehrungsabstandes s_q bestätigt die im Abschnitt 2.2.5 zitierten Modelle von LEE [67] und KRELLER [61].

Durch die anschließende Einleitung des Querkuges F_2 bildeten sich in allen Versuchen Längsrisse im Bereich der Hüllrohre. Vereinzelt traten weitere Risse im Bereich der Längsbewehrung auf, so z. B. wies Versuch 9 einen weiteren Riss in einem Abstand von 10 cm oberhalb des Hüllrohres und Versuch 4 einen weiteren Riss zwischen den beiden unteren Hüllrohren auf. Diese Risse traten im Bereich der Längsbewehrung auf. Eine Beeinflussung des Querkugbereiches erfolgte lediglich über die Längsbewehrung.

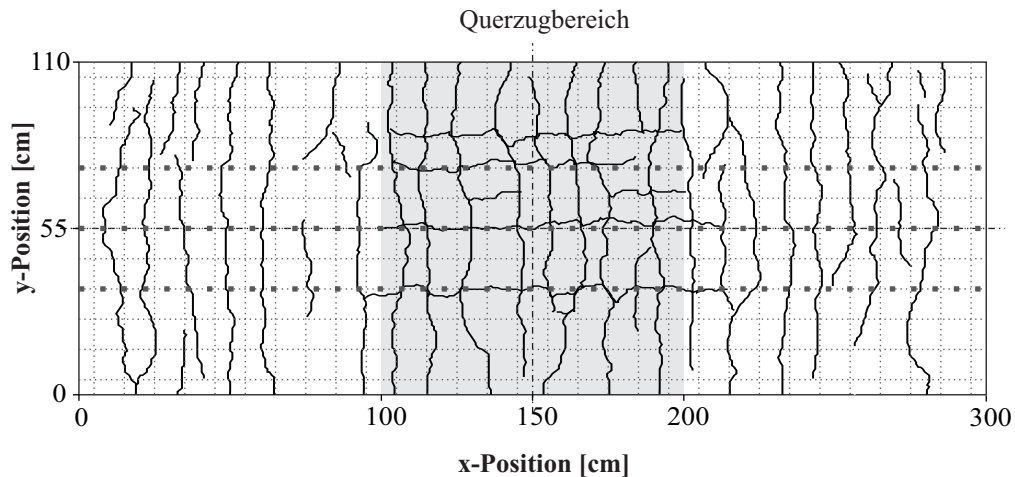


Bild 4.22: Rissbild Versuch 9, Lastpfad A

Lastpfad B

Bei gleichmäßiger Steigerung der Längs- und Querzugkraft konnte eine nahezu gleichzeitige Rissbildung längs und quer im Bereich des Querzuges festgestellt werden. Die Risse infolge Querzug F_2 traten in einem Abstand von ca. 20 cm im Bereich der Hüllrohrachse auf. Im Vergleich zum Lastpfad A ist ein größerer Rissabstand festzustellen. Der Abstand der Querrisse betrug zwischen dem einfachen bis zweifachen Querbewehrungsabstand. Ein typisches Rissbild für den Lastpfad B ist in Bild 4.23 zu sehen.

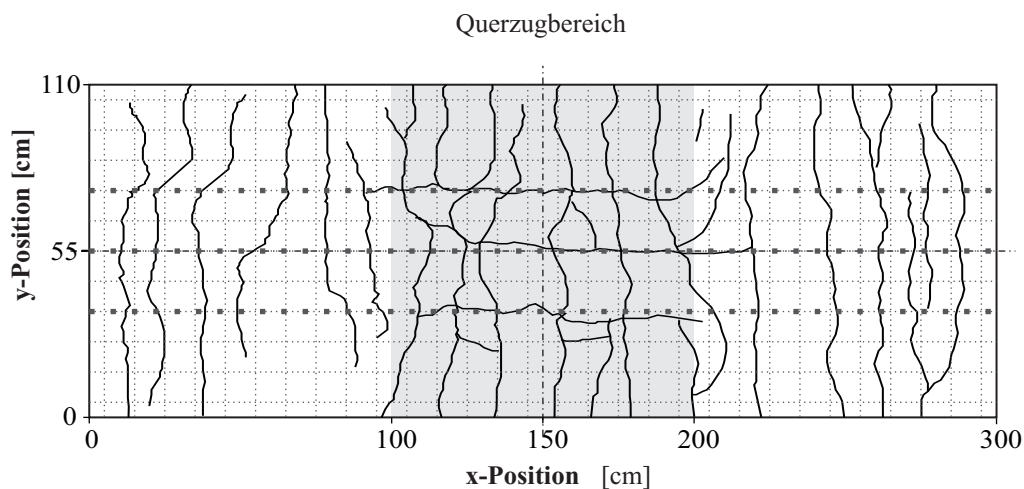


Bild 4.23: Rissbild Versuch 5, Lastpfad B

Das Rissbild des Versuches 5 orientierte sich ebenfalls an der Querbewehrung, jedoch nicht mehr ausschließlich an jeder Querbewehrung mit einem Abstand von 10 cm. In den Versuchen des Lastpfades B wiesen die Rissverläufe oft Sprünge zwischen den Achsen der Querbewehrung auf. Eine klare Orientierung der Risse entlang der Querbewehrung war nicht mehr gegeben. Die Versätze in den Rissen wiesen die Größenordnung des Querbewehrungsabstandes s_q von 10 cm auf. Gleichzeitig waren Längsrisse im Bereich der Hüllrohre festzustellen. Im Vergleich der Rissbilder der Versuche 5 und 6 (Beton C40/50) mit dem Rissbild des Versuches 8 (Beton C20/25) wiesen die Rissverläufe des Betons C20/25 einen stärkeren Versatz auf.

Lastpfad C

Bei der Erstbelastung infolge Querzug F_2 traten zunächst Risse parallel zu den Hüllrohren und anschließend an der Querbewehrung auf. Es bildeten sich bewehrte Bauteilstreifen in Längsrichtung heraus, wie es bereits PURAINER [89] in seinen Versuchen feststellte. In Bild 4.24 ist das Rissbild des Versuches 10 dargestellt. Im

Vergleich mit den vorangezeigten Rissbildern trat lediglich in der Achse des mittleren Hüllrohres ein nahezu geradliniger Riss infolge Querzug auf.

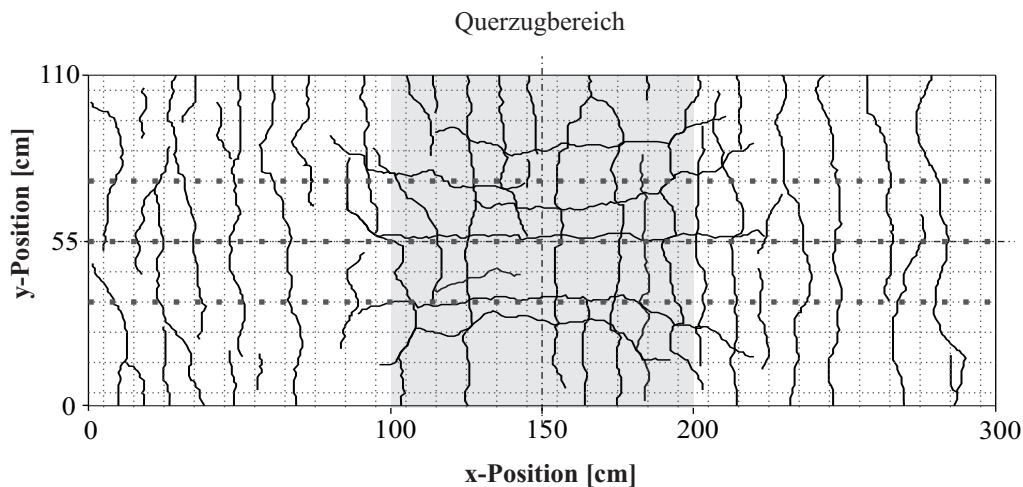


Bild 4.24: Rissbild Versuch 10, Lastpfad C

Bezeichnend für das Rissbild dieses Lastpfades war, dass die äußeren Längsrisse einen kreisförmigen Verlauf aufwiesen und stärker auf den Rand des Querzugbereiches zuliefen. Darüber hinaus konnte festgestellt werden, dass sich beim Beton C20/25 fünf Längsrisse mit einem minimalen Abstand von 10 cm und beim Beton C40/50 sechs Risse mit einem minimalen Abstand von ebenfalls 10 cm bildeten. Infolge der Verbundwirkung und dem sich daraus bildenden TEPFERS-Ring trafen senkrecht zur Stabachse der Bewehrungsstäbe Zugkräfte auf. Diese überlagerten sich mit den Zugkräften aus dem Querzug und führten zu einer weiteren Rissbildung im Bereich der schlaffen Bewehrung.

4.2.6 Lokales Verformungsverhalten der verschiedenen Bewehrungen

Bedingt durch die Einleitung einer zweiaxialen Zugbelastung kann ein verändertes Verformungsverhalten des Bauteiles und somit der eingebauten Bewehrungen erwartet werden. Wie bereits gezeigt, übt das vorherrschende Spannungsverhältnis einen Einfluss auf das Rissbild aus. In Abhängigkeit des Verhältnisses von Längszug F_2 zum Querzug F_1 ist ein verändertes Rissbild anzutreffen. Um den Einfluss des Querzuges bzw. einer querzuginduzierten Rissbildung herausstellen zu können, wurden Dehnmessstreifen auf der schlaffen Bewehrung und den Spannstahlilitzen appliziert. Die in die Spannstahlilitze indirekt eingeleitete Zugkraft rief ein den Verbundeigenschaften entsprechendes Dehnungsverhalten der im Hüllrohr liegenden Litzen hervor. Die Auswirkung einer zweiaxialen Belastung bzw. einer querzuginduzierten Längsrissbildung kann somit über die Veränderung des Dehnungsverhaltens nachgewiesen werden.

Die Auswertung der lokalen Dehnungsmessungen in den einzelnen Messebenen nach Bild 4.11 erfolgt für die einzelnen Lastpfade getrennt. Im ersten Schritt wurden dabei ausschließlich die gemessenen Dehnungen der Betonstähle ε_s und der Spannstahlilitzen ε_p betrachtet.

Aufbereitung der Daten

Infolge versuchs- und herstellungsbedingt vorhandener Lastausmittungen und aufgrund der Bauteilgröße waren Korrekturen der Messwerte in Bezug auf einen eventuellen Biegeeinfluss erforderlich. Die Korrektur erfolgte nach dem in Bild 4.25 dargestellten Prinzip über den Faktor f_{kor} nach Gl. (4.15). Hierin bedeuten $\Delta l_{Bet,m}$ bzw. $\Delta l_{Sch,m}$ die mit Hilfe der IWA auf der Betonierseite bzw. der Schalseite gemessenen

mittleren Längenänderungen. Die mittlere Längenänderung des betrachteten Bereiches $\Delta l_{IWA,m}$ wird aus dem Mittelwert der gemessenen Längenänderung der in Längsrichtung angeordneten IWA bestimmt. Weiterhin kennzeichnen a_{IWA} den Abstand des IWA zur Bauteilachse und z den Abstand der Messstelle zur Bauteilachse.

$$f_{korrr} = \left(\frac{\Delta l_{Bet,m} - \Delta l_{Sch,m}}{a_{IWA}} \cdot z + \Delta l_{IWA,m} \right) \cdot \frac{1}{\Delta l_{IWA,m}} \quad (4.15)$$

Die Faktoren f_{kor} wurden in Abhängigkeit der Laststufen ermittelt und über die in Gl. (4.16) angegebene Form bei der Auswertung der lokalen Dehnungen berücksichtigt.

$$\varepsilon_{kor} = \frac{\varepsilon}{f_{kor}} \quad (4.16)$$

Am Beispiel einer Messstelle auf dem Betonstahl des Versuchs 9 ist im Bild 4.26 exemplarisch die durchgeführte Korrektur dargestellt. Der leichte Biegeeinfluss während der Rissbildungsphase ist anhand der dargestellten mittleren Dehnungen der beiden Oberflächen des Probekörpers zu erkennen. Der aus den unterschiedlichen Dehnungen resultierende Biegeeinfluss wurde durch den Faktor f_{kor} bei der Betrachtung der Betonstahldehnung bzw. der Betondehnung auf der Schalseite berücksichtigt. Eine Korrektur der in Bauteilachse liegenden Spannstahllitze war nicht notwendig. Das Ergebnis der Korrektur ist anhand der gemessenen Betonstahldehnung an der Messstelle 5 im Bild 4.26 zu sehen.

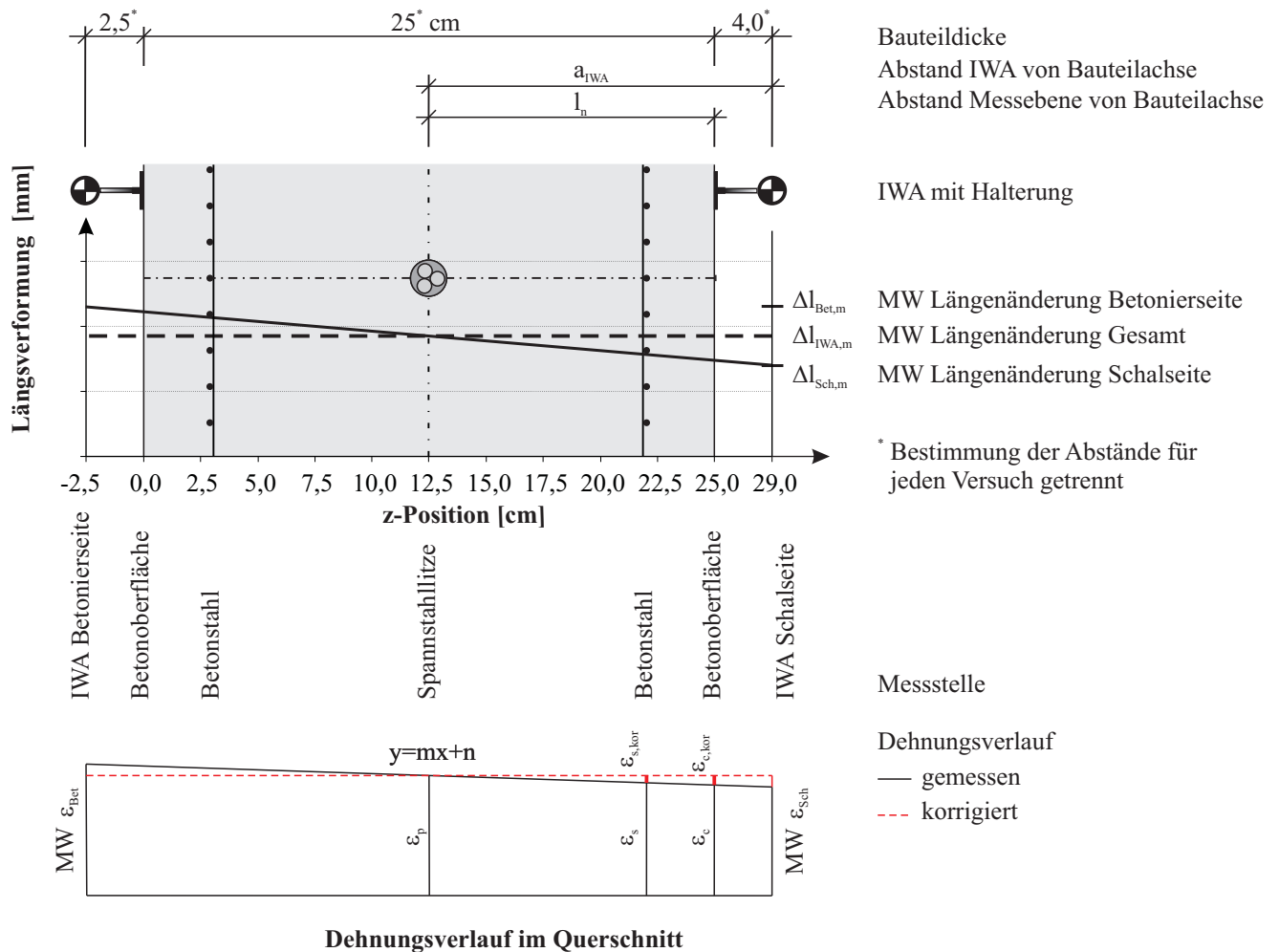


Bild 4.25: Schema zur Korrektur des Biegeeinflusses

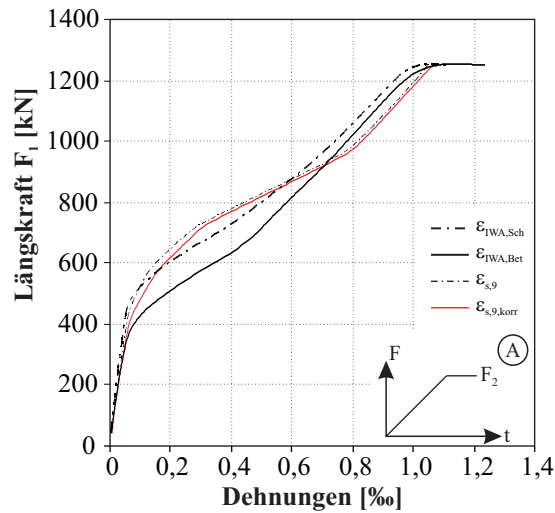


Bild 4.26: Beispiel für Korrektur des Biegeeinflusses bei Versuch 9

Das Verformungsverhalten wird vor allem von der Rissbildung und der Qualität des Verbundes zwischen Bewehrung und Beton geprägt und erfolgt nachfolgend mit Kraft-Dehnungs-Diagrammen.

In Bild 4.27 ist exemplarisch an den Ergebnissen des zweiachsialen Zugversuches des Versuchs 6 der Kraft-Dehnungs-Verlauf dargestellt. Diese Darstellungsart wird im Folgenden verwendet und soll daher näher erläutert werden. Im Einzelnen sind die gemessenen lokalen Dehnungen der Spannstahlhlitze ε_p mit dünnen gestrichelten Linien und die lokalen Dehnungen des Betonstahls ε_s mit dünnen durchgezogenen Linien dargestellt. Im Vergleich zu den Dehnungsverläufen ist die rechnerische Stahldehnung $\varepsilon_{s,II}$ im reinen Zustand II nach Gl. (4.17) in Abhängigkeit der eingeleiteten Längszugkraft F_1 abgebildet.

$$\varepsilon_{s,II} = \frac{F_1}{(A_s + A_p) \cdot E_s} \quad (4.17)$$

Anhand der mittleren Versuchskörperdehnung ε_m aus der Photogrammetriemessung aus LEMNITZER ET AL. [68] kann ein Vergleich der lokalen Verformungen mit der globalen mittleren Verformung geführt werden. Die Darstellung der mittleren Bauteildehnung erfolgt ab Versuch 4. Für die Versuche 1 bis 3 lagen keine Photogrammetriedaten vor.

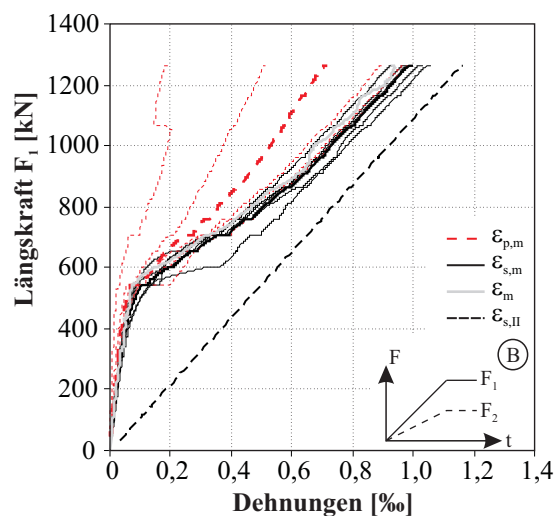


Bild 4.27: Kraft-Dehnungs-Verläufe in Bauteilachse am Beispiel des Versuchs 6

Im Vergleich der in Bild 4.27 dargestellten Kurvenschar sind gerade mit Blick auf die gebildeten Mittelwerte der einzelnen Messebenen (vgl. Bild 4.11) Differenzen zu erkennen, die aus dem unterschiedlichen Verbundverhalten der Bewehrungen, aus den unterschiedlichen Materialeigenschaften, den streuenden Messwerten und dem Abstand der Messstelle zum Rissufer aus den Dehnungsmessungen auf der Spannstahllitze bzw. dem Betonstahl herrühren. Unter Berücksichtigung dieser Kriterien und der inneren und äußeren Rissbildung erfolgt die Auswertung der Kraft-Verformungs-Linien getrennt nach Lastpfaden und Betonfestigkeitsklassen. Für alle nachfolgend dargestellten Kraft-Dehnungs-Verläufe gelten für die gemessenen Dehnungen folgende Festlegungen:

- $\varepsilon_{p,m}$ mittlere Dehnung der Spannstahllitzen,
- $\varepsilon_{s,m}$ mittlere Dehnung des Betonstahles,
- ε_m mittlere Dehnung des Gesamtbauteiles und
- $\varepsilon_{s,II}$ Dehnung des Betonstahles im reinen Zustand II

In den Diagrammen der lokalen Kraft-Dehnungs-Verläufe werden die Dehnungen an den jeweiligen Messpositionen abgebildet. Diese Verläufe werden ohne den Index m bezeichnet. Eine Darstellung aller lokalen Kraft-Dehnungs-Verläufe erfolgt im Anhang B.5. Eine Darstellung der auf die Position bezogenen Kraft-Dehnungs-Verläufe erfolgt exemplarisch in Bild 4.28. Auf der Ordinate ist die eingeleitete Längszugkraft F_1 und auf der Abszisse die Position der jeweiligen Messstelle angegeben. Die Messstellen sind mit Bezug auf die linke untere Ecke der Betonierseite des Versuchskörpers vermaßt. Weiterhin ist eine zweite Abszisseneinteilung dargestellt, welche die Größenordnung der Dehnung in einem Bereich von -0,5 bis 0,5 ‰ mit jeweiligem Ursprung an der Messposition angibt. Im Diagramm werden die gemessenen Dehnungen des Betons ε_c , des Betonstahls ε_s und der Spannstahllitze ε_p abgebildet. Grau hinterlegt ist der Kraftbereich, in dem infolge des eingeleiteten Längszuges F_1 Risse auftraten. Grundlage hierfür ist die Auswertung der Photogrammetriemessungen auf der Betonierseite (vgl. [68]). Hierbei wurden ausschließlich die im Diagramm bezeichneten Risse im angegebenen Messbereich berücksichtigt. Zu den einzelnen Rissereignissen, im Bild 4.28 mit „Riss“ bezeichnet, wurde mit Hilfe der Photogrammetrienauswertung die Größe des Längszuges F_1 bestimmt. So trat der erste Riss im Längszugbereich bei 584 kN und der letzte Riss bei 835 kN im Messbereich auf. Die untere Grenze gibt die Größe der Längszugkraft F_1 beim ersten auftretenden vertikalen Riss und die obere Grenze die Längszugkraft F_1 bei der Bildung des letzten vertikalen Risses im Messbereich an. Die so getroffenen Grenzen bilden lediglich den Bereich der Rissbildung ab und nicht die lokale Rissbildung an der jeweiligen Messstelle. Die auftretenden Differenzen sind auf die unterschiedliche Lage der Messstelle zum DMS und auf die innere Rissbildung an der Messstelle selbst zurückzuführen. An Position 155 konnten keine Spannstahldehnungen ε_p abgebildet werden, da hier die Messstelle beim Einbau der Litze zerstört wurde.

Vertikal verlaufende Graphen zeigen einen geringen Dehnungszuwachs in Abhängigkeit der Längskraft F_1 wie er zwischen zwei benachbarten Rissen auftritt. Der Rissabstand wird durch die u. a. vom Verbund abhängige Verankerungslänge (l_e bzw. l_p) bestimmt. Die größten Zuwächse der Betonstahldehnung ε_p können in Rissnähe verzeichnet werden. Darüber hinaus können auch innere Risse die Messergebnisse beeinflussen und durch die nahezu freie Stahldehnung zu großen Dehnungswerten führen. Unmittelbar vor dem Erreichen der Risskraft werden die größten Betondehnungen gemessen. Wie bereits im Abschnitt 3.2 wurde mit Erreichen der Zugfestigkeit des Betons eine Dehnung zwischen 0,13 und 0,15 ‰ ermittelt. Größere Dehnungen auf Beton deuten demzufolge auf eine Rissbildung im Messbereich des DMS hin.

Auffallend im Bild 4.28 ist die Größe der Betondehnung ε_c an Position 155. Diese wird durch einen Riss im Messbereich des DMS mit einer Messlänge von 30 mm bestimmt. Die Rissflanken zeigten oft Verästelungen welche durch die applizierten Beton-DMS verliefen und somit große Dehnungen hervorriefen.

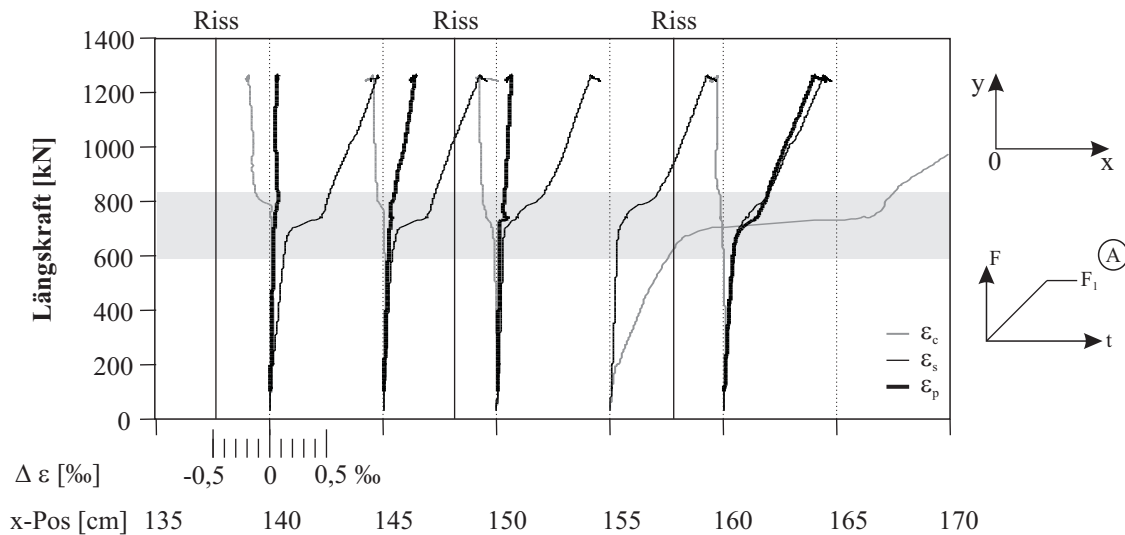
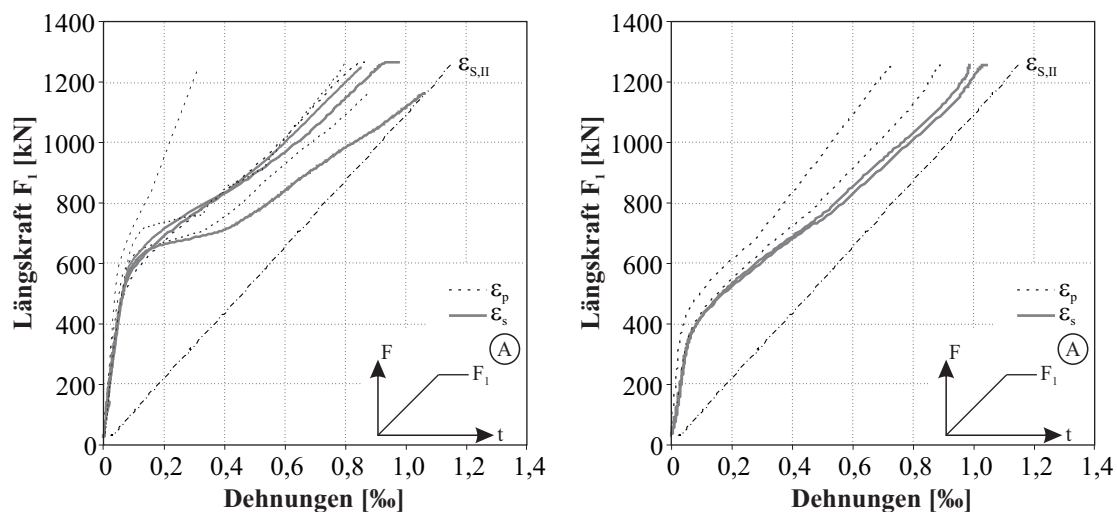


Bild 4.28: Versuch 12, lokale Kraft-Dehnungs-Linien, C40/50, Lastpfad A

Lastpfad A

In Bild 4.29 a) werden die gemittelten Dehnungen der Versuchskörper aus einem Beton C40/50 und in Bild 4.29 b) aus einem Beton C20/25 im Lastpfad A gezeigt. In den Diagrammen ist deutlich der Übergang vom ungerissenen Zustand I in den Zustand IIa mit dem Beginn der Rissbildung zu erkennen. Weiterhin können geringere Dehnungen der Spannstahlhilfe ε_p im Vergleich zum Betonstahl ε_s verzeichnet werden. In der Auswertung wurden unterschiedliche Anstiege der Kurven festgestellt, welche auf ein steiferes Verhalten, hervorgerufen durch geringere Dehnungen der Spannstahlhilfe, hindeuteten. Dies kann auf einen schlechteren Verbund bzw. auf die Lage der Messstelle zurückgeführt werden.



a) Lastpfad A, Beton C40/50

b) Lastpfad A, Beton C20/25

Bild 4.29: Kraft-Dehnungs-Diagramme

Beton C40/50 Bild 4.30 zeigt den Kraft-Dehnungs-Verlauf des Versuchs 1 ohne Korrektur der Messwerte. Die Dehnungen ε_p und ε_s wiesen bis zum Erstriss bei einer Längszugkraft F_1 von 615 kN nahezu identische Dehnungen auf. In der Rissbildungsphase nahmen die Dehnungen in den beiden Bewehrungen annähernd gleich zu. Im Zustand II wichen die Dehnungen des Spannstahles stärker von den Dehnungen

des Betonstahls ab. Bei einer Längszugkraft F_1 von 1165 kN am Versuchsende betrugen die Dehnungen der Spannstahlhlitze $\varepsilon_p = 0,94 ‰$ und die Betonstahldehnung $\varepsilon_s = 1,06 ‰$.

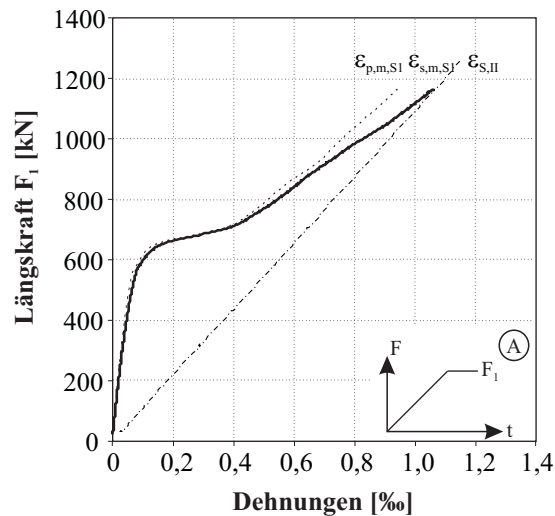


Bild 4.30: Versuch 1, Kraft-Dehnungs-Diagramm

Die Darstellung des Kraft-Dehnungs-Verlaufs des Versuchs 2 erfolgt in Bild 4.31. Da bei diesem Versuch keine Messstellen auf dem Betonstahl angeordnet wurden, kann hier nur die mittlere Dehnung der Spannstahlhlitze angegeben werden.

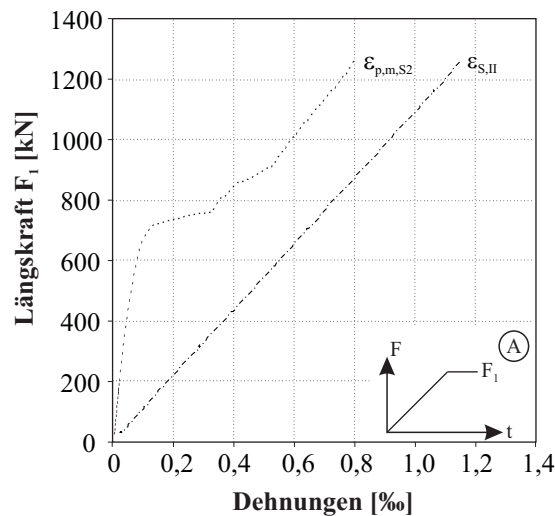


Bild 4.31: Versuch 2, Kraft-Dehnungs-Diagramm

In Bild 4.32 ist der Kraft-Dehnungs-Verlauf des Versuchs 4 dargestellt. Die lokale Risskraft infolge Längszug F_1 betrug im Messfeld dieses Versuches 632 kN. Analog zu den Dehnungen des Versuches 1 wiesen die Spannstahlhlitze ε_p und der Betonstahl ε_s bis zum Erstriss annähernd die gleiche Dehnung auf. Nach der Rissbildung wies der Betonstahl bei gleichem Lastniveau eine größere Dehnung als die Spannstahlhlitze auf. Die mittlere Bauteildehnung nahm nach der Rissbildung größere Werte als die mittleren Stahldehnungen an. Die geringsten Dehnungen waren zum Versuchsende in der Spannstahlhlitze zu verzeichnen. Bei einer Längszugkraft F_1 von 1266 kN am Versuchsende betrug die Dehnung der Spannstahlhlitze $\varepsilon_p = 0,86 ‰$ und die Betonstahldehnung $\varepsilon_s = 0,99 ‰$.

Die lokalen Kraft-Dehnungs-Linien werden in Bild 4.33 angegeben. Gut zu erkennen sind die relativ homogenen Dehnungsverläufe der Messstellen an den verschiedenen Positionen. Aufgrund der gleichmäßigen Verläufe kann von einem guten Verbundverhalten und einer gleichmäßigen Rissbildung ausgegangen wer-

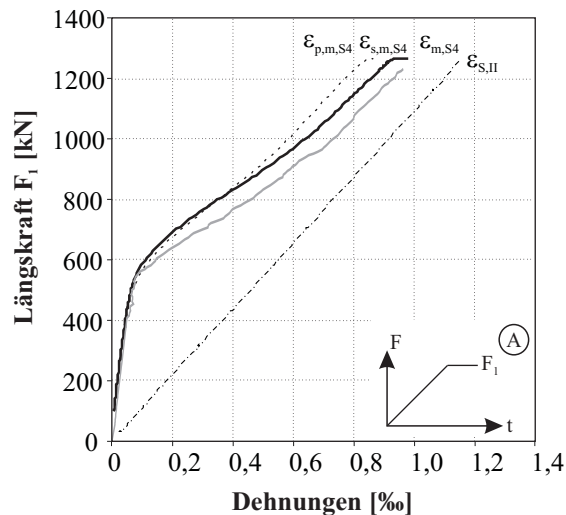


Bild 4.32: Versuch 4, Kraft-Dehnungs-Diagramm

den. Infolge einer Rissbildung im Messbereich der auf der Betonoberfläche applizierten DMS traten hier sehr große Dehnungen auf. Diese wurden durch die Rissbildung im Messbereich des DMS hervorgerufen.

Die Darstellung der mittleren Kraft-Dehnungs-Linien des Versuches 12 ist in Bild 4.34 zu sehen. Zeigten die Verläufe der Dehnungen des Betonstahls ε_s und der mittleren Bauteildehnungen ε_m ähnliche Verläufe wie bei den Versuchen 1 und 4, so traten bei der Kraft-Dehnungs-Linie der Spannstahlitze beim Versuch 12 große Differenzen auf.

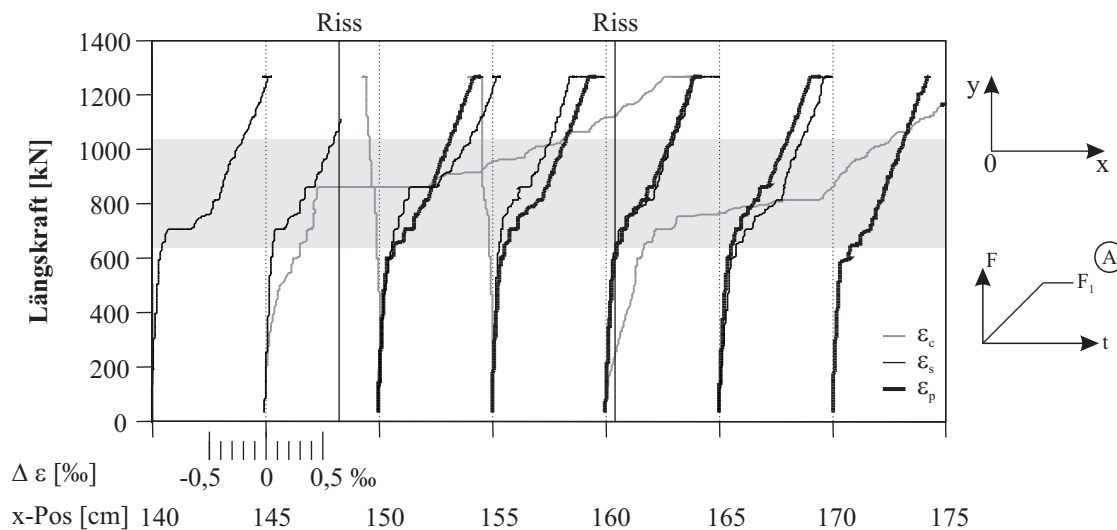


Bild 4.33: Versuch 4, lokale Kraft-Dehnungs-Linien

Die Darstellung der auf die Position bezogenen Dehnungsverläufe erfolgt in Bild 4.28. Auffallend sind die teilweise stark voneinander abweichenden Dehnungsverläufe des Spannstahles und des Betonstahles. Die Dehnungsverläufe der Spannstahlitze ε_p an den Positionen 140 und 150 cm ließen auf einen Ankerpunkt der Bewehrung zwischen zwei Rissen in diesem Bereich schließen. Dies ist an den sehr kleinen Dehnungen und den großen Anstiegen in der Spannungs-Dehnungs-Linie zu erkennen. Die Messstelle an der Position 145 cm wies dagegen größere Dehnungen als die benachbarten Messstellen auf. Die Dehnung betrug hier bei Rissbildung ($F_1 = 835$ kN) ca. $0,05$ ‰ und am Versuchsende $0,28$ ‰. Deutlich zu erkennen ist die größere Zunahme der Dehnung ε_p bei gleichbleibender Laststeigerung nach der Rissbildung, was auf einen gestörten Verbund zwischen Verpressmörtel und Spannlitze zurückzuführen ist. Anhand der Zunahme der Dehnung in der Spannstahlitze infolge Steigerung des Längszuges F_1 und der Größe der Dehnung kann ein schlech-

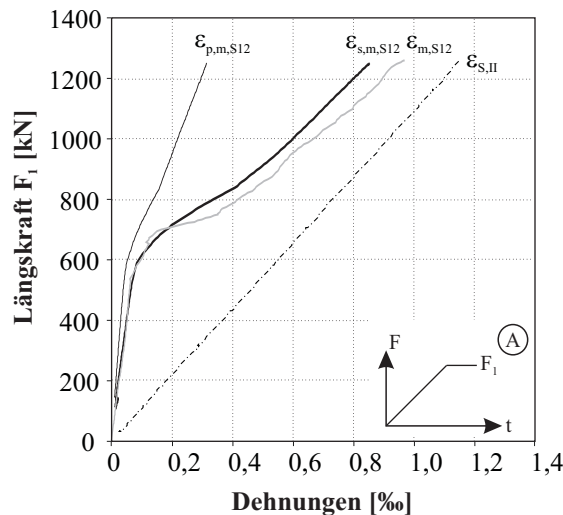


Bild 4.34: Versuch 12, Kraft-Dehnungs-Diagramm

teres Verbundverhalten, z. B. infolge unzureichender Verpressung, ausgeschlossen werden. Ein schlechteres Verbundverhalten bzw. eine Spannstahlmitte ohne Verbund infolge eines geringen Verpressgrades zieht eine gleichmäßige Dehnung der Litze in dem betrachteten Abschnitt nach sich.

Typisch für die Rissbildung eines bewehrten Bauteiles ist der Spannungssprung in der Bewehrung. An der Position 145 cm ist dieser beim Betonstahl gegenüber dem Spannstahl besonders ausgeprägt, dies ist auf die besseren Verbundeigenschaften gegenüber der Spannstahlmitte zurückzuführen.

Eine weitere Messung an der Stelle 160 cm ließ aufgrund des Dehnungsverlaufes (0,08 ‰ bei 584 kN; 0,79 ‰ bei 1250 kN) auf eine große Rissnähe schließen. Der nahezu identische Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie des Beton- und Spannstahls lässt auf gleiche Verbundbedingungen schließen. Das trägere Verhalten des nachträglich verpressten Spannstahles auf eine äußere Rissbildung ist im Zustand IIa zu erkennen. Nimmt die Stahldehnung ε_s infolge Rissbildung plötzlich zu, so steigt die Dehnung ε_p langsamer an. Erst nach Abschluss der Rissbildung im betrachteten Bereich weisen die beiden Bewehrungen einen gleichen Dehnungsverlauf auf.

An Position 155 cm versagte die Messstelle auf der Spannstahlmitte und es konnten keine Messwerte aufgezeichnet werden. Bedingt durch drei rissferne Messstellen mit geringen Dehnungen und nur einer rissnahen Messstelle mit großen Dehnungen fiel der aus den Messwerten gebildete Mittelwert der Spannlitzendehnung gering aus und führte somit zu einem abweichenden Verlauf der Kraft-Dehnungs-Linie im Vergleich zu den anderen drei einaxialen Zugversuchen (vgl. Bild 4.29 a)). Weiterhin können aus Bild 4.28 die Dehnungsverläufe auf der Betonoberfläche ε_c und die Betonstahldehnungen ε_s bezogen auf die Position der Messstelle entnommen werden.

In der Nähe der Messstelle Position 155 cm trat ein Riss an der Betonoberfläche im Messbereich des DMS auf, dies ist deutlich an der sprunghaften Zunahme der Dehnungen zu erkennen. Dehnungen über 0,15 ‰ auf der Betonoberfläche deuten auf eine Rissbildung im Messbereich des DMS hin. Der Riss setzte sich in der Nähe der Messstelle Position 155 cm fort. Hier war ein Dehnungssprung im Bewehrungsstahl infolge der Rissbildung zu verzeichnen. Oft werden nach der Rissbildung auf der Betonoberfläche Stauchungen des Betons gemessen, wie z. B. an der Messstelle bei 140 cm. Dies kann mit der Verformung der Betons in der Nähe des Rissufers erklärt werden (vgl. hierzu ECKFELDT ET AL. [33]). An den Rissufern treten sogenannte Störbereiche auf, in denen sich der Beton von der Bewehrung löst (vgl. Bild 2.43). In diesem Bereich werden keine bzw. nur geringe Kräfte durch Verbund übertragen. Durch die Rissuferverformungen des Betons ist ein Aufwölben des Betons zu verzeichnen, was sich als Stauchung an der Betonoberfläche in der Nähe des Rissufers niederschlägt. Eine schematische Darstellung der gemessenen Betonstauchung ist

in Bild 4.35 gezeigt. Grau hinterlegt ist der ungerissene Beton im Zustand I. Nach der Rissbildung ist eine Aufweitung des Risses und eine Verformung der Rissufer zu verzeichnen. Die Verankerungslänge l_e bildet sich nach der Rissbildung beiderseits des Risses neu aus.

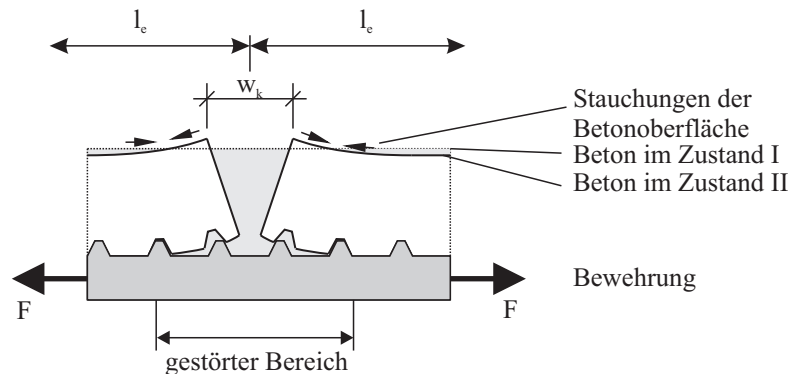


Bild 4.35: Rissuferverformungen des Betons

Weiterhin ist bei Position 140 cm festzustellen, dass offensichtlich kein Riss im Verpressmörtel auftrat. Die dazugehörigen Dehnungen in der Spannstahlhitze fielen im Vergleich zu den Dehnungen es gering aus. Der Betonstahl weist den infolge Rissbildung typischen Dehnungssprung auf. Die Differenzen in den Dehnungen bestätigten die Annahme der unterschiedlichen inneren Rissbildung am Betonstahl und an der Spannstahlhitze. Wird die Messstelle Position 160 cm betrachtet, so trat hier ein Riss im Bereich der Spannstahlhitze und des Betonstahls auf. Beide Messstellen zeigten nahezu identische Verformungen. Eine Aufzeichnung von größeren Dehnungen an der Betonoberfläche erfolgte nicht, da der Riss nicht im Bereich des angeordneten Dehnmessstreifens verlief. Wiederum typisch für Dehnungsmessungen auf dem Beton ist die aufgetretene Stauchung des Betons in Rissufernähe nach der Rissbildung.

Eine Einzeldarstellung der Kraft-Dehnungs-Verläufe für die Versuche 1, 2, 4 und 12 ist im Anhang B.5.2, Bild B.16, gegeben.

Beton C20/25 In Bild 4.36 sind die mittleren Kraft-Dehnungs-Verläufe des Versuches 7 dargestellt. Auffällig war hier, dass die größte mittlere Dehnung $\varepsilon_{s,m,S7}$ im Betonstahl auftrat.

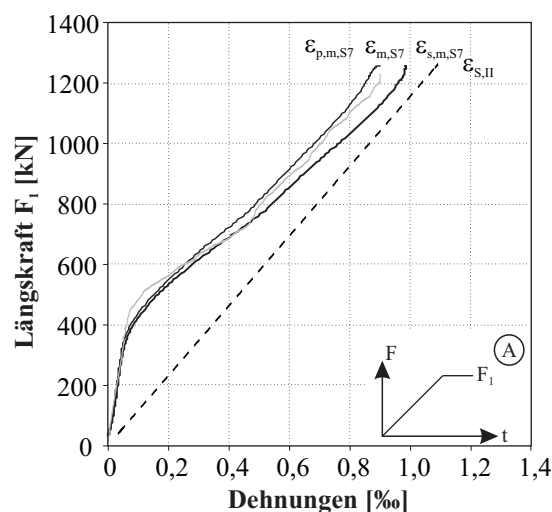


Bild 4.36: Versuch 7, Kraft-Dehnungs-Diagramm

Die lokalen Kraft-Dehnungs-Linien des Versuches 7 sind in Bild 4.37 abgebildet. An den Messstellen bei 155 cm und 160 cm wies der Betonstahl eine größere Dehnung als die Spannstahlhitze auf. An der Position bei 160 cm ist durch den Dehnungssprung die Rissbildung im Beton zu erkennen. Dagegen nehmen die

Dehnungen bei 155 cm allmählich zu. Die größeren Dehnungen des Betonstahls bei der Position 155 cm ε_s gegenüber der Spannstahlmitte ε_p lassen auf eine rissnahe Position der Messstelle schließen. An beiden Messstellen ist festzustellen, dass infolge einer äußeren Rissbildung keine Dehnungssprünge in der Spannstahlmitte auftreten. Die Darstellung der lokalen Kraft-Dehnungs-Verläufe kann Anhang B.5.2, Bild B.18, entnommen werden.

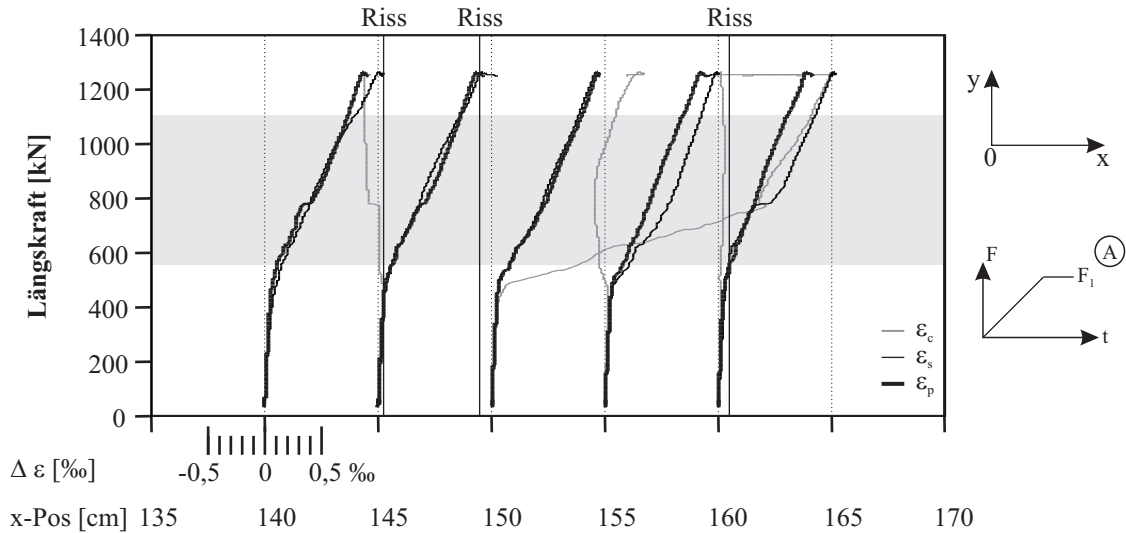


Bild 4.37: Versuch 7, lokale Kraft-Dehnungs-Linien

In Bezug auf die Kraft-Dehnungs-Linien konnten beim Versuch 9 gleichartige Ergebnisse wie bei Versuch 7 festgestellt werden, vgl. hierzu Bild 4.38. Auch bei diesem Versuch wies der Betonstahl die größten Dehnungen gegenüber der mittleren Bauteildehnung ε_m und der Dehnung der Spannstahlmitte auf.

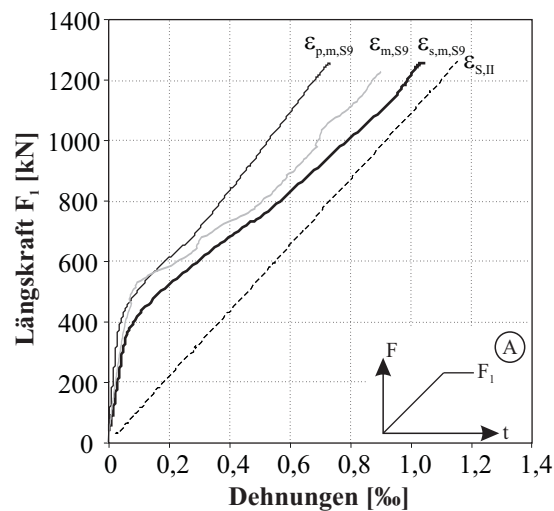


Bild 4.38: Versuch 9, Kraft-Dehnungs-Diagramm

Die Ergebnisse der lokalen Dehnungsmessungen sind im Bild 4.39 dargestellt. Hierin sind infolge Rissbildung sehr deutlich die Dehnungssprünge in dem Betonstahl sowie in der Spannstahlmitte zu erkennen. An den Messstellen bei Position 150 cm und 155 cm setzte sich die Rissbildung im Verpressmörtel fort. Dies kann aus den Sprüngen in der Spannstahlmitzendehnung geschlossen werden. Der Betrag der Sprünge fällt jedoch geringer aus als im Betonstahl. Dies ist auf das schlechtere Verbundverhalten der Spannstahlmitte gegenüber dem Betonstahl zurückzuführen. Eine Darstellung der lokalen Kraft-Dehnungs-Verläufe erfolgt im Anhang B.5.2, Bild B.18.

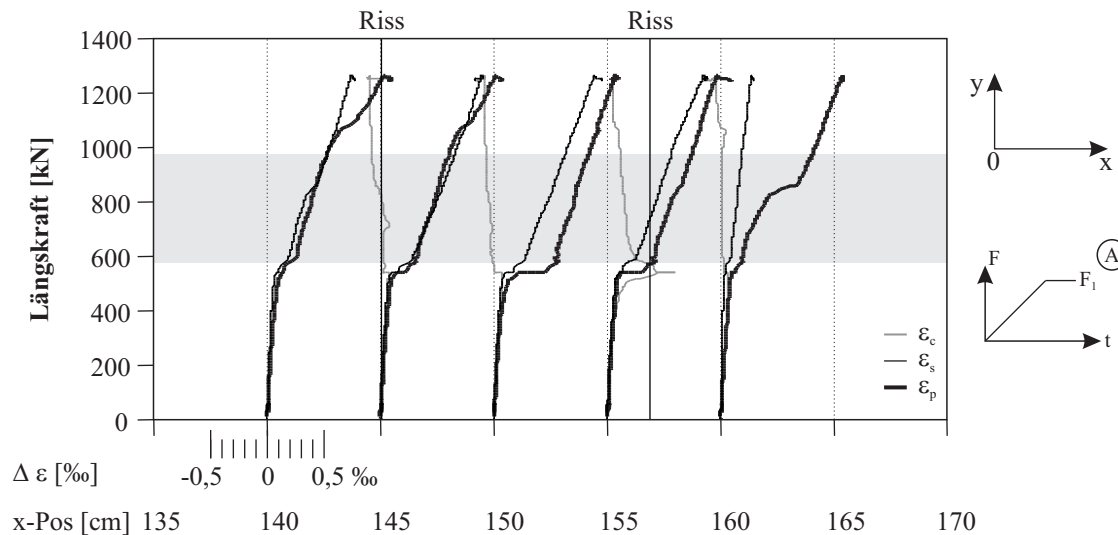


Bild 4.39: Versuch 9, lokale Kraft-Dehnungs-Linien

Analog zu den Betrachtungen der Messergebnisse der Versuche 1, 4 und 12 der Betonklasse C40/50 war auch hier der Übergang vom Zustand I in den Zustand IIa zu erkennen. Das Risskraftniveau lag bedingt durch die geringere Zugfestigkeit des Betons C20/25 niedriger. Hinsichtlich der streuenden Messergebnisse gelten die gleichen Erkenntnisse. Die Dehnungen lassen die gleichen Abhängigkeiten zum Rissufer bzw. zum Verbundverhalten erkennen.

Lastpfad B

Beton C40/50 In Bild 4.40 sind die mittleren Kraft-Dehnungs-Linien für den Betonstahl und die Spannstahlhülse des Versuches 3 angegeben. Eine Darstellung der mittleren Bauteildehnung ε_m erfolgt nicht, da das Photogrammetrie-Messsystem zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung noch nicht zur Verfügung stand. Eine Korrektur der Messwerte erfolgte für diesen Versuch nicht, da die Verformungen des Bauteiles mittels IWA nur einseitig aufgenommen wurden. Im Diagramm ist der Zeitpunkt der Längsrissbildung infolge Querkzugbeanspruchung F_2 markiert. Er wurde anhand der Aufzeichnungen während der Rissmarkierung beim laufenden Versuch bestimmt. Der Längsriss infolge Querkzug F_2 trat erst nach dem Auftreten der ersten Querrisse infolge Längszug F_1 auf. Auffallend ist der nahezu identische Verlauf der Linien der Dehnung der Spannstahlhülse ε_p und des Betonstahls ε_s .

Im Vergleich der Kurven wurde beim Versuch 5, wie auch schon beim Versuch 3, festgestellt, dass zwischen den mittleren Dehnungen des Betonstahls ε_s und der mittleren Dehnung in der Spannstahlhülse ε_p nur geringe Differenzen auftraten. Die Kraft-Dehnungs-Linien für Versuch 5 sind in Bild 4.41 und die auf die Position bezogenen lokalen Kraft-Dehnungs-Linien in Bild 4.42 dargestellt.

Die lokalen Kraft-Dehnungs-Linien des Versuches 5 lassen auf gleiche Randbedingungen für den Betonstahl und die Spannstahlhülse schließen. Beide Bewehrungsarten erreichen fast die gleichen maximalen Dehnungen. Diese sind in Tabelle 4.10 angegeben.

In Bild 4.43 sind die mittleren Kraft-Dehnungs-Linien des Versuches 6 zu sehen. Im Vergleich mit den zuvor gezeigten Kraft-Dehnungs-Diagrammen ist eine deutliche Differenz zwischen den Dehnungen ε_p und ε_s zu erkennen. Die Längsrissbildung infolge des einwirkenden Querkzuges F_2 ist auch hier markiert und befindet sich auf einem niedrigeren Niveau gegenüber den Versuchen 3 und 6. Bild 4.43 kann entnommen werden, dass die Bildung des Längsrisses infolge Querkzug F_2 vor der Bildung der ersten Querrisse infolge Längszug F_1 auftrat.

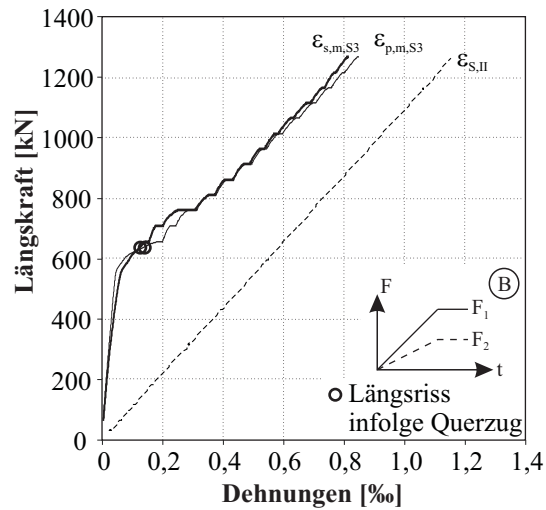


Bild 4.40: Versuch 3, Kraft-Dehnungs-Diagramm

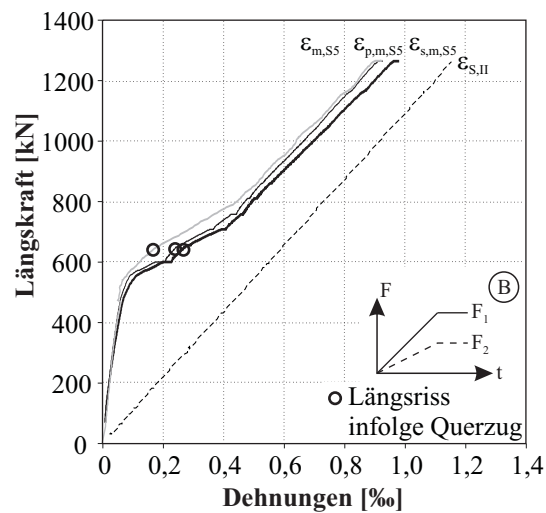


Bild 4.41: Versuch 5, Kraft-Dehnungs-Diagramm

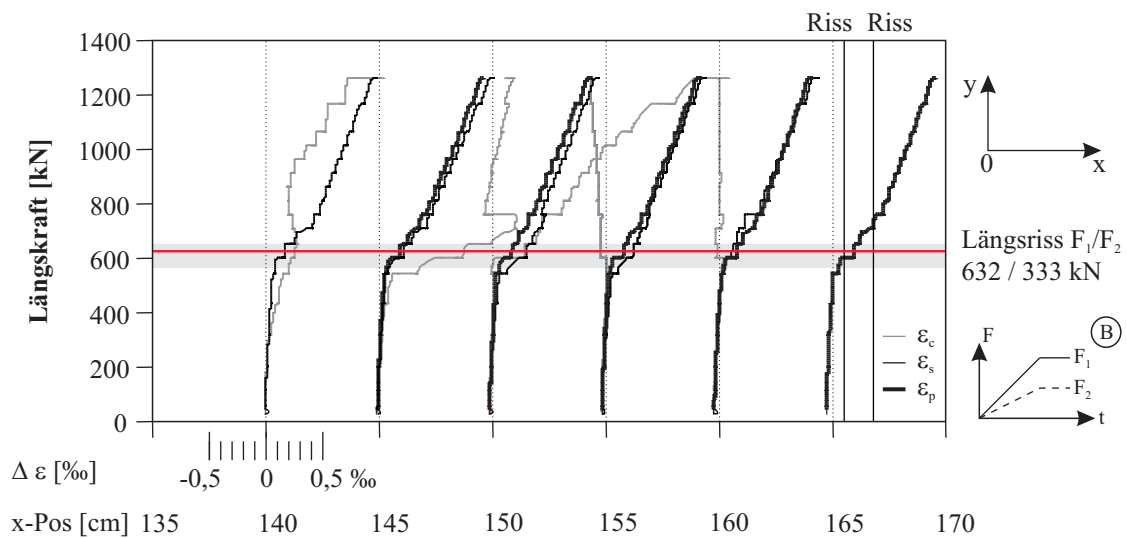


Bild 4.42: Versuch 5, lokale Kraft-Dehnungs-Linien

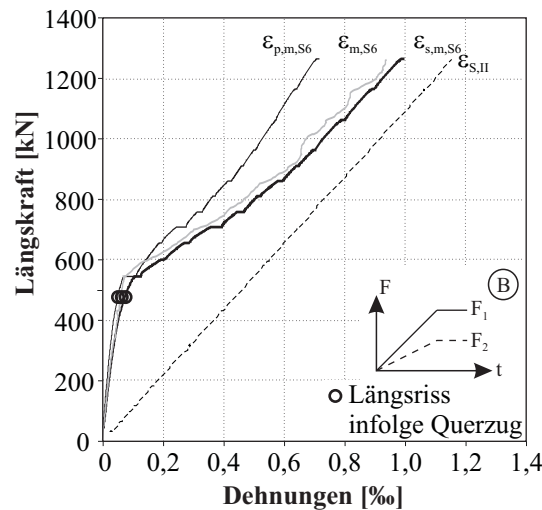


Bild 4.43: Versuch 6, Kraft-Dehnungs-Diagramm

Bild 4.44 zeigt die lokalen Kraft-Dehnungs-Linien des Versuchs 6. Die mittlere Dehnung der Spannstahllitze $\varepsilon_{p,m}$ war geringer als bei den Versuchen 3 und 5. Im Vergleich der lokalen Dehnungen fielen die Messwerte an den Positionen 140 und 150 cm geringer aus, die dazugehörigen Betonstahl-DMS wiesen hingegen größere Dehnungen auf. Alle Messstellen wiesen annähernd gleich große Dehnungen des Betonstahls von ca. $\varepsilon_s = 1 \text{ ‰}$ bei einer Längszugkraft von $F_1 = 1240 \text{ kN}$ auf. Anhand der gleichmäßigen Betonstahldehnung über alle Messstellen ist deutlich die Auswirkung des Längsrisses auf das Verformungsverhalten des Betonstahls zu erkennen. Die Ergebnisse bestätigen die Erkenntnisse von HAGEN [44], dass mit zunehmender Längsrissbreite die Dehnungen des Stahls zunehmen.

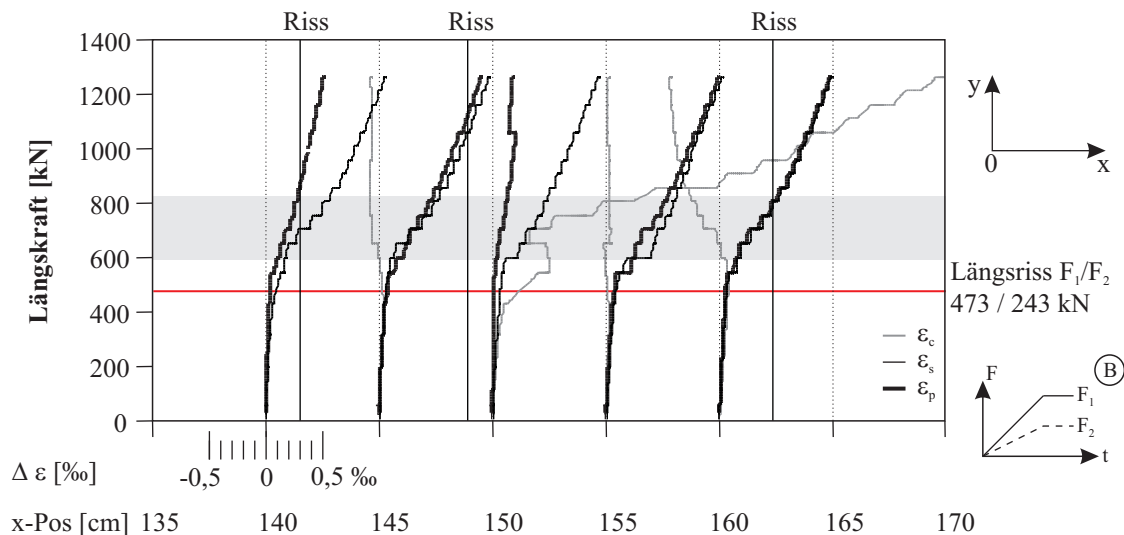


Bild 4.44: Versuch 6, lokale Kraft-Dehnungs-Linien

Beton C20/25 Weiterhin sind in Bild 4.45 die mittleren Dehnungsverläufe des Versuchs 8 zu sehen. Die mittlere Dehnung der Spannstahllitze ε_p fällt signifikant kleiner aus als die mittlere Dehnung des Betonstahls ε_s . Im Vergleich mit der Kraft-Dehnungs-Linie des nackten Stahls mit den gemessenen Betonstahldehnungen im Bild 4.45 können geringere Dehnungsunterschiede als beim Beton C40/50 festgestellt werden. Dies bestätigt die ausgeprägte Ausbildung eines Längsrisses an dem Betonstahl und die Zunahme der Längsrissbreite mit zunehmender Laststeigerung. Die Verbundwirkung sinkt mit zunehmender Rissbreite. Bereits PURAINER [89] stellte fest, dass mit zunehmender Rissbreite die Mitwirkung des Betons

an der Zugkraftübertragung sinkt. Dies spiegelt sich in der geringen Dehnungsdifferenz zwischen nackter Stahldehnung und mittlerer Stahldehnung wider.

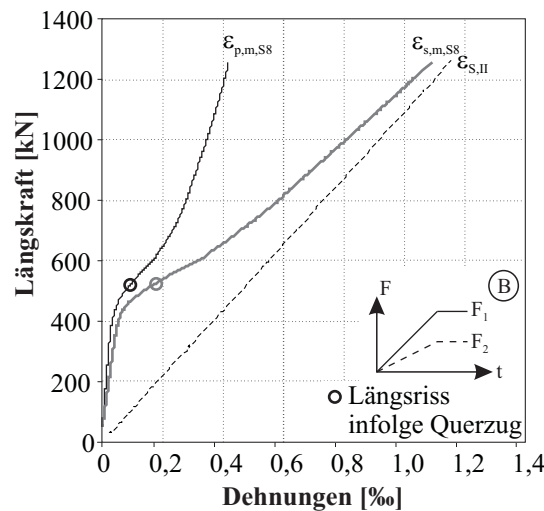


Bild 4.45: Versuch 8, Kraft-Dehnungs-Diagramm

Eine Darstellung der positionsabhängigen Kraft-Dehnungs-Linien des Versuches 8 erfolgt in Bild 4.46. Auffallend hierbei waren die Differenzen der gemessenen lokalen Spannlitzendehnungen ε_p . Insgesamt wiesen alle Dehnungen der Spannstahlitze einen steileren Anstieg als die Dehnungen der Betonstähle auf. Der nahezu identische Verlauf der lokalen Dehnungen des Betonstahles und die erreichten Dehnungen ε_s in der Größe von ca. 1,1 ‰ am Versuchsende ließen auf eine ausgeprägte Längsrisssbildung im Bereich des Betonstahles schließen.

Der Einfluss der Längsrisssbildung auf das Verbundverhalten zwischen Beton und Hüllrohr konnte ebenso festgestellt werden. Infolge des Längsrissses und daraus resultierend des verminderten Verbundes wurden nur geringe Kräfte in das Spannglied eingeleitet und somit treten nur geringe Dehnungen ε_p in der Spannstahlitze auf. Ein feineres Rissbild innerhalb des Hüllrohres und somit große Dehnungen der Spannstahlitze konnten offenbar nicht mehr erreicht werden. In Bild 4.46 stellen die Messwerte an der Position 145 cm einen typischen Verlauf der Kraft-Dehnungs-Linie in der Nähe eines Risses dar. Die an der Oberfläche gemessenen Betondehnungen ε_c weisen auf die Rissnähe der Messstelle hin. Bis zur Rissbildung weisen alle drei in verschiedenen Ebenen befindlichen Messstellen annähernd die gleichen Dehnungen auf. Nach der Rissbildung tritt in Rissnähe infolge der Entlastung des Betons eine Stauchung auf. Die Spannstahlitze und der Betonstahl erfahren hingegen durch eine andauernde Laststeigerung weiterhin eine zunehmende Dehnung. Infolge des verminderten Verbundes und der höheren Druckfestigkeit des Verpressmörtels fallen die Dehnungen der Spannstahlitze im Vergleich mit dem Betonstahl geringer aus. Bei Position 160 cm führte offenbar ein Riss am Betonstahl zu lokal höheren Dehnungen. Der gleiche Riss auf der Betonoberfläche wurde ca. 5 mm neben dem DMS der Messstelle 160 cm verzeichnet.

Einfluss der Längsrisssbildung Während bei einaxialen Zugversuchen nur geringe Differenzen zwischen den Dehnungen der Spannstahlitze und des Betonstahles auftraten, waren im Lastpfad B bei einigen Versuchen größere Dehnungsdifferenzen festzustellen. Als eine Ursache konnte, wie bereits erwähnt, die Lage der Messstellen zur Rissposition identifiziert werden. Eine weitere Ursache kann die Längsrisssbildung in Abhängigkeit der eingeleiteten Querzugkraft F_2 sein. LEMNITZER ET AL. [69] stellten bereits fest, dass durch den Querzug der Verbund nachhaltig beeinflusst wird. Es wurde festgestellt, dass die Neigung zur Sprengrisssbildung mit steigendem Querzug zunimmt, also folglich die Längsrisssbildung im hier vorliegenden Fall begünstigt wird. Infolge der Längsrisssbildung treten lokale Verbundstörungen auf, die sich in der Abnahme der Dehnungen des Spannstahls widerspiegeln. In Tabelle 4.10 sind die mittleren Dehnungen bei

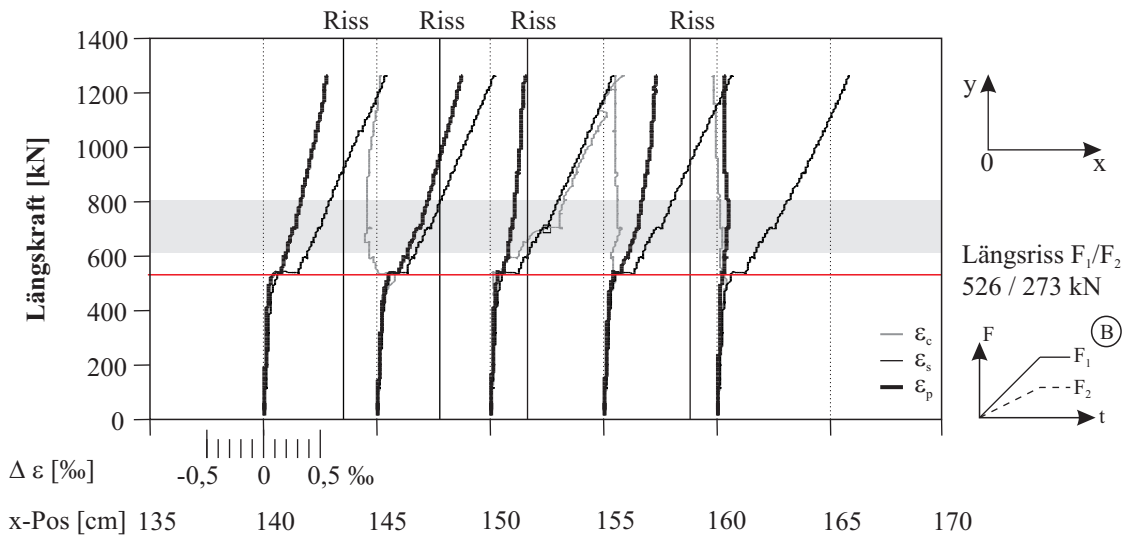


Bild 4.46: Versuch 8, lokale Kraft-Dehnungs-Linien

der Längsrisssbildung und die maximalen Dehnungen mit den dazugehörigen Rissbreiten w_2 am Versuchsende aufgelistet. Die Rissbreiten sind dabei die Ergebnisse aus der Photogrammetrieauswertung [68] auf der Betonierseite. Angegeben sind die Längsrisssbreiten über dem mittleren Spannglied. In den Versuchen 1 bis 3 wurde keine Photogrammetrie eingesetzt, so dass hier keine Aussagen zur Rissbreite getroffen werden konnten. Die Ergebnisse in Tabelle 4.10 zeigen, dass mit steigenden Zugkräften F_1 und F_2 die Längsrisssbreiten zunahm und größere maximale Dehnungen ε_s im Betonstahl und in der Spannstahlmitte ε_p auftraten. Jedoch waren die am Versuchsende aufgezeichneten Dehnungen der Spannstahlmitte ε_p wesentlich geringer als die Dehnungen des Betonstahls ε_s .

Tabelle 4.10: Mittlere Dehnungen des Betonstahls und der Spannstahlmitte zu Beginn der Längsrisssbildung in der Höhe des mittleren Spanngliedes und am Versuchsende für Lastpfad B

Beton	Versuch	Zustand	Kräfte		Rissbreite w_2 [mm]	Dehnungen	
			F_1	F_2		ε_s	ε_p
			[kN]	[kN]		[‰]	[‰]
C40/50							
	3	IIa	632	333	- *	0,12	0,13
		IIb	1260	635	- *	0,80	0,84
	5	IIa	642	340	0,00	0,26	0,24
		IIb	1266	649	0,20	0,97	0,92
	6	IIa	473	245	0,00	0,22	0,16
		IIb	1266	649	0,24	1,00	0,72
C20/25							
	8	IIa	526	273	0,00	0,18	0,10
		IIb	1260	649	0,23	1,09	0,42

* keine Photogrammetrieauswertung, daher keine Angabe der Rissbreite

Tabelle 4.10 kann weiterhin entnommen werden, dass die Dehnungen ε_s und ε_p des Betons C20/25 beim Übergang in den Zustand IIa geringer als beim Beton C40/50 ausfielen. Am Versuchsende traten jedoch beim Beton C20/25 größere Dehnungen ε_s und geringere Dehnungen ε_p als beim Beton C40/50 auf. Dies deutet auf einen unterschiedlichen Einfluss des Querzuges auf das Verbundverhalten in Abhängigkeit der

Betonfestigkeit hin. Beim Beton C20/25 beeinflusst der Querkzug das Verbundverhalten im stärkeren Maße als beim Beton C40/50.

In Bild 4.47 sind die Kraft-Dehnungs-Linien aller Versuche im Lastpfad B zu finden. Die Kraft-Dehnungs-Verläufe für die Spannstahlhlitze sind in Bild 4.47 a) und für die Betonstähle in Bild 4.47 b) dargestellt. Der Eintritt des Längsrisses wurde durch eine Markierung hervorgehoben. Je früher der Längsriss infolge Querkzug eintrat, umso geringer fielen die Dehnungen der Spannstahlhlitze ε_p am Versuchsende aus. Dies kann auf die Beeinträchtigung des Verbundes zwischen Beton und Hüllrohr zurückgeführt werden. Eine Laststeigerung nach der Rissbildung führt beim Übergang vom Zustand IIa zum Zustand IIb zur Bildung neuer Risse bzw. bei den bereits vorhandenen Rissen infolge Längs- und Querkzug zu größeren Rissbreiten. Das Auftreten von Längsrissen parallel zu einer Bewehrung vermindert bei Betonstählen bei steigenden Rissbreiten die übertragbare Verbundspannung. Für den Versuch 3 lagen keine Aussagen zur Rissbreitenentwicklung vor. Tendenziell bestätigten jedoch die gemessenen Dehnungen am Betonstahl und der Spannstahlhlitze des Versuchs 3, wie Tabelle 4.10 zeigt, die Ergebnisse der Versuche 5 und 6. Wiesen die Dehnungen im Betonstahl und in der Spannstahlhlitze in den Versuchen 3 und 5 ähnliche Größen auf, so waren die Dehnungen ε_p der Spannstahlhlitze am Ende des Versuches 6 geringer als die Betonstahldehnung ε_s . Anhand der erzielten Ergebnisse konnte ein Einfluss des Zeitpunktes der Längsrissbildung und der Rissbreite auf das Verformungsverhalten des Betonstahles und der Spannstahlhlitze festgestellt werden. Durch das frühere Auftreten des querkzuginduzierten Längsrisses und der größeren Längsrissbreite im Versuch 6 traten im Vergleich mit Versuch 5 geringere Spannlitzendehnungen ε_p am Versuchsende auf.

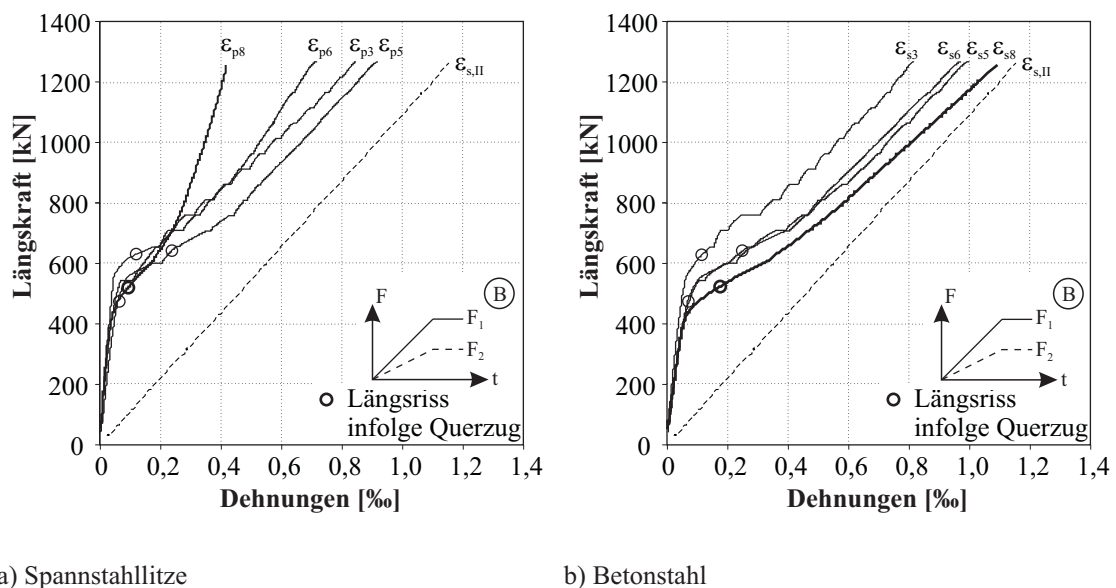
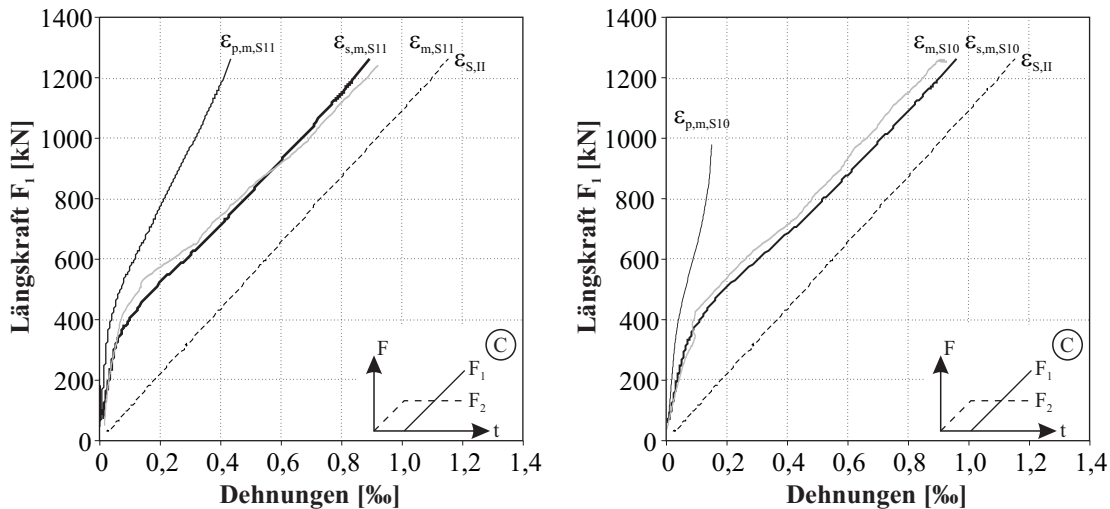


Bild 4.47: Kraft-Dehnungs-Diagramm und Zeitpunkt der Längsrissbildung, Lastpfad B

Ebenso sind in Bild 4.47 die Kraft-Dehnungs-Verläufe des Versuchs 8 in Höhe des mittleren Spanngliedes abgebildet. Mit der Rissbildung wurde eine Veränderung des Anstieges im Dehnungsverlauf festgestellt. Der Anstieg nahm unmittelbar nach der Rissbildung bei einer Querkzugkraft $F_2 = 273$ kN allmählich zu und nahm ab einer Längszugkraft F_1 von ca. 750 kN einen nahezu konstanten Wert an. Die im Vergleich mit den Versuchen des Betons C40/50 geringeren Spannstahldehnungen und größeren Betonstahldehnungen beim Beton bestätigen den größeren Einfluss einer Querkzugbeanspruchung beim Beton C20/25 als beim Beton C40/50.

Lastpfad C

Bei diesem Versuch waren bereits Längsrisse eingestellt, bevor die Längszugkraft F_1 aufgebracht wurde. Diese Längsrisse traten vornehmlich im Bereich der Hüllrohre und der schlaffen Längsbewehrung auf. In Bild 4.48 sind die mittleren lokalen Kraft-Dehnungs-Verläufe für die Versuche 10 und 11 dargestellt. Betrachtet man die abgebildeten lokalen Stahldehnungen, so lässt sich mit Blick auf die Ergebnisse der Lastpfade A und B kein ausgeprägter Bereich der Rissbildung feststellen.



a) Lastpfad C, Beton C40/50, Versuch 11

b) Lastpfad C, Beton C20/25, Versuch 10

Bild 4.48: Kraft-Dehnungs-Diagramme Lastpfad C, Beton C20/25 und C40/50

Die lokalen Kraft-Dehnungs-Linien des Versuches 11 sind in Bild 4.49 zu sehen. An der Messposition 140 cm sind die geringen Stahldehnungen und die größeren Spannstahldehnungen auffallend. Offenbar trat im Inneren des Verpressmörtels infolge des Längszuges F_1 ein Riss in Messstellennähe auf, so dass hier lokal große Dehnungen aufgezeichnet wurden. Die geringen Stahldehnungen deuten darauf hin, dass an dieser Stelle kein Riss auftrat. Diese Aussage wird dadurch gestützt, dass an der Oberfläche kein Riss senkrecht zur Längszugkraft F_1 festgestellt wurde. Dem widersprechend scheinen die großen Dehnungen auf der Betonoberfläche zu sein. Längsrisse traten in diesem Bereich nicht auf. Die großen Dehnungen an der Betonoberfläche sind auf die Längsrissbildung infolge Querkzug F_2 zurückzuführen. Der Längsriss verlief im Messbereich des DMS, dadurch wurde nach der Rissbildung ausschließlich das Messgitter des DMS gedehnt, was zu den großen Dehnungen führte. Ein typischer Fall der Dehnungen ist an Position 160 cm zu sehen. Bedingt durch die Nähe zum Längsriss treten im Messbereich des DMS große Betondehnungen auf. Der Querriss verläuft durch den DMS. Infolge der Rissnähe des DMS auf dem Betonstahl treten hier größere Dehnungen auf (vgl. hierzu auch Bild 2.37). Der Riss setzt sich jedoch nicht innerhalb des Hüllrohres im Verpressmörtel fort, so dass hier geringere Dehnungen im Spannstahl gemessen werden.

Auffällig im Bild 4.48 ist der steile Anstieg der Dehnung der Spannstahlmitte ε_p des Versuches 10. Die mittlere Dehnungslinie der Spannstahlmitte des Versuches 10 wird nur bis zu einem Längszug von $F_1 = 981$ kN angegeben, da hier eine Messstelle versagte. In Bild 4.50 sind die auf die Position bezogenen Kraft-Dehnungs-Linien für den Versuch 10 dargestellt. An den Messstellen 140, 155 und 160 cm sind offenbar keine nennenswerten Verformungen aufgetreten. Eine ausgeprägte Rissbildung konnte anhand der geringen Verformungen nicht erkannt werden bzw. lagen diese Messstellen in größerer Entfernung zu einem Riss innerhalb des Hüllrohres. An Position 145 cm dagegen führten offensichtlich die Verformungen infolge Rissbildung im Innern des Hüllrohres zum Versagen der Messstelle bei $F_2 = 983$ kN.

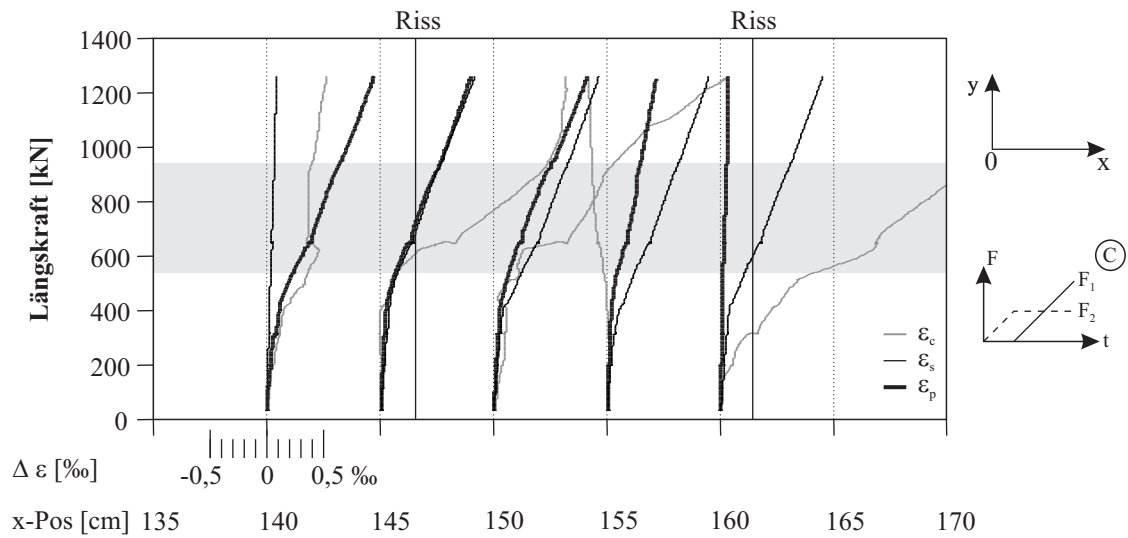


Bild 4.49: Versuch 11, lokale Kraft-Dehnungs-Linien

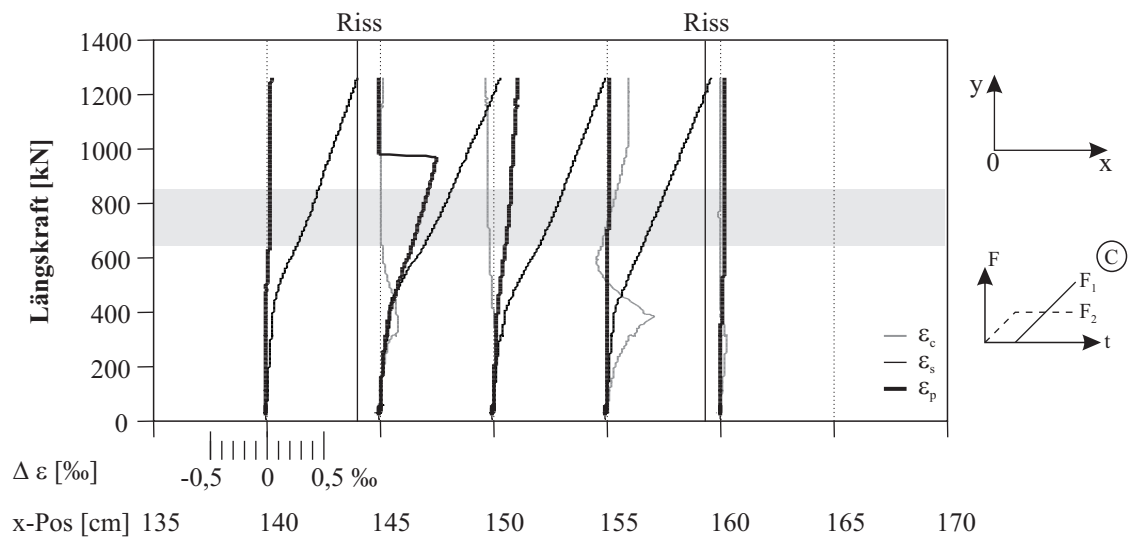


Bild 4.50: Versuch 10, lokale Kraft-Dehnungs-Linien

Die Erstrisslasten für den Längsriss über dem mittleren Spannglied lagen beim Versuch 10 in Querkzugrichtung bei $F_2 = 536 \text{ kN}$ und bei Versuch 11 bei einem Querkzug F_2 von 560 kN . Nach anschließender Steigerung der Längszugkraft traten die ersten Risse im Messbereich im Versuch 10 bei $F_1 = 646 \text{ kN}$ und im Versuch 11 bei $F_1 = 926 \text{ kN}$ auf. Sehr deutliche Unterschiede konnten zwischen den Dehnungen der Spannstahlritze ε_p und des Betonstahles ε_s festgestellt werden. Ab einer Längszugkraft von $F_1 = 475 \text{ kN}$ beim Versuch 11 und $F_1 = 425 \text{ kN}$ bei Versuch 10 verliefen die Kurven der Betonstahldehnung ε_s nahezu parallel zur reinen Stahldehnung $\varepsilon_{s,II}$ im Zustand IIb. Weiterhin wiesen die Bewehrungsstähle bereits unterhalb der Erstrisslast F_1 wesentlich größere Dehnungen als die Spannstahlritzen auf. Eine Zusammenstellung der gemessenen Dehnungen der Spannstahlritze und des Betonstahles ist in Tabelle 4.11 gegeben.

Tabelle 4.11: Mittlere Dehnungen des Betonstahles und der Spannstahlritze zu Beginn der Rissbildung und am Versuchsende, Lastpfad C

Beton	Versuch	Zustand	Kräfte		Rissbreite w_2 [mm]	Dehnungen	
			F_1	F_2		ε_s	ε_p
			[kN]	[kN]		[‰]	[‰]
C40/50							
	11	I	32	650	0,10	-	-
		IIb	981	650	0,15	0,64	0,30
		IIb	1240	650	0,21	0,90	0,44
C20/25							
	10	I	33	647	0,09	-	-
		IIb	981	647	0,14	0,69	0,15
		IIb	1254	647	0,16	0,91	-*

* Versagen einer Messstelle auf der Spannstahlritze, daher kein Mittelwert

Zu Beginn des Längszugeintrages wies die Längsrissbreite über dem mittleren Spannglied des Versuches 11 einen Startwert $w_{2,0}$ von $0,10 \text{ mm}$ und der Versuch 10 von $0,09 \text{ mm}$ im Bereich des lokalen Messfeldes auf. Beide Rissbreiten nahmen mit der Steigerung der Längszugkraft F_1 zu, die Endwerte können Tabelle 4.11 entnommen werden. Hier wurden bedingt durch den Ausfall des DMS im Versuch 10 bei ca. $F_1 = 983 \text{ kN}$ die Werte für eine Längszugkraft von $F_1 = 981 \text{ kN}$ zusätzlich angegeben. Durch das größere Verhältnis der Rissbreite w zum Durchmesser d_s und durch die direkte Lasteinleitung in den Betonstahl traten beim Betonstahl in beiden Versuchen größere Dehnungen als in der Spannstahlritze auf. Mit zunehmendem Verhältnis der Rissbreite w zum Hüllrohrdurchmesser d_H infolge Laststeigerung nahm der Anstieg der Dehnungen ε_p ab (vgl. Bild 4.48 a) und b)). Eine Verringerung der übertragbaren Verbundspannung bei zunehmender Rissbreite kann daraus abgeleitet werden.

Im Vergleich mit den Ergebnissen aus den Versuchen der Lastpfade A und B wurde festgestellt, dass die Dehnungen beim Übergang vom ungerissenen in den gerissenen Zustand im Betonstahl größer waren. Die maximalen Dehnungen des Betonstahles wiesen eine ähnliche Größe wie die in den Versuchen der Lastpfade A und B erreichten Werte auf. Signifikant hingegen waren die geringen Dehnungen ε_p der Spannstahlritzen im Lastpfad C bei der Rissbildung infolge Längszug F_1 am Versuchsende. Dies ließ auf eine nachhaltige Störung des Verbundes zwischen Beton und Hüllrohr und damit letztendlich des gesamten Spanngliedes schließen.

Zusammenstellung der Ergebnisse

Erstriss Die erzielten Ergebnisse haben gezeigt, dass ein Einfluss des vorhandenen Querkuges auf das Verbund- und Verformungsverhalten von gemischt bewehrten Bauteilen vorhanden ist. Vor allem eine Längsrissbildung beeinflusst das Dehnungsverhalten der jeweiligen Bewehrungsart. In Tabelle 4.12 wurden die beim Erstriss gemessenen mittleren Dehnungen für die verschiedenen Lastpfade zusammengetragen. Weiterhin sind die Mittelwerte der Dehnungen im Verhältnis zum Lastpfad A angegeben, für den Betonstahl nach Gl. (4.18) und für die Spannstahlhitze nach Gl. (4.19).

$$\eta_{\varepsilon,s} = \frac{\varepsilon_{s,B/C}}{\varepsilon_{s,A}} \quad (4.18)$$

$$\eta_{\varepsilon,p} = \frac{\varepsilon_{p,B/C}}{\varepsilon_{p,A}} \quad (4.19)$$

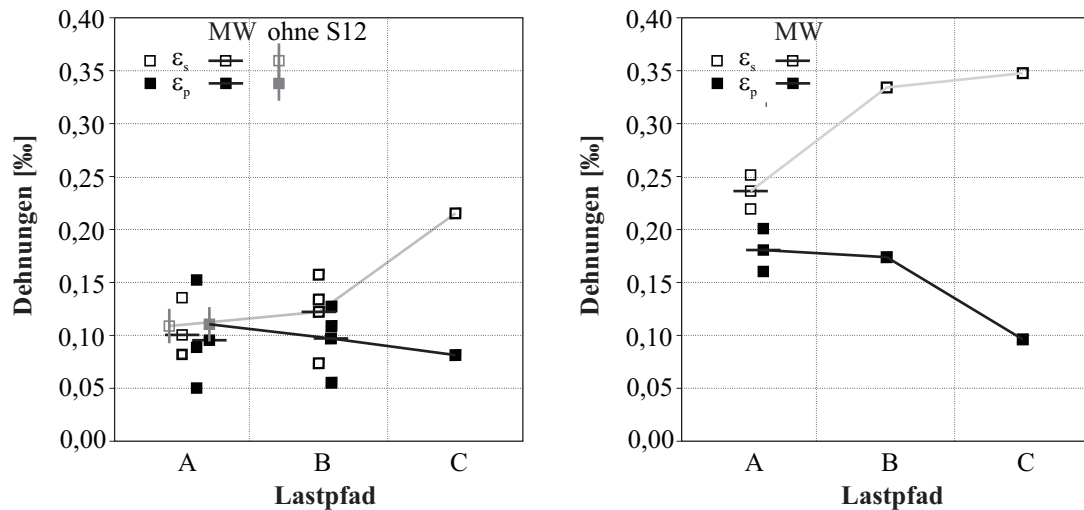
Aufgrund der großen Abweichungen des Dehnungsverlaufes der Spannstahlhitze des Versuches 12 werden in der Tabelle zusätzlich die mittleren Dehnungen ohne Berücksichtigung des Versuches 12 angegeben.

Tabelle 4.12: Mittlere Dehnungen bei Erstriss infolge Längszug F_1

Beton	Lastpfad						ohne Berücksichtigung Versuch 12				
		Kraft $F_{1,m}$ [kN]	Dehnung ε_s ε_p [‰] [‰]		Verhältnis η_s η_p [-] [-]		Kraft $F_{1,m}$ [kN]	Dehnung ε_s ε_p [‰] [‰]		Verhältnis η_s η_p [-] [-]	
C40/50	A	608	0,11	0,10	1,00	1,00	622	0,11	0,11	1,00	1,00
	B	573	0,12	0,10	1,11	0,96	573	0,12	0,10	1,12	0,88
	C	539	0,21	0,08	1,96	0,81	539	0,21	0,08	1,97	0,75
C20/25	A	567	0,24	0,18	1,00	1,00					
	B	612	0,33	0,17	1,42	0,96					
	C	646	0,35	0,10	1,47	0,53					

Bild 4.51 stellt die gemessenen mittleren Dehnungen für den Zustand I für die Betonstähle ε_s und die Spannstahlhitze ε_p in Abhängigkeit des Lastpfades dar.

Es wurde festgestellt, dass im Lastpfad A in beiden geprüften Betongütern die Dehnungen ε_s am geringsten waren. Im Mittel lagen die Dehnungen bei Lastpfad A für den Beton C40/50 für beide Stahlsorten bei 0,11 ‰. Beim Beton C20/25 wurde für den Betonstahl eine mittlere Dehnung ε_s von 0,24 ‰ und für die Spannstahlhitze eine Dehnung ε_p von 0,18 ‰ bestimmt. Im Vergleich der Lastpfade wurde festgestellt, dass eine Zunahme der gemessenen Betonstahldehnungen bei Lastpfad B und C auftrat. Die größten Dehnungen ε_s des Betonstahles wurden am durch Längsrisse vorgeschädigten Versuchskörper (Lastpfad C) gemessen. Diese nahmen gegenüber den mittleren Dehnungen im Lastpfad A beim Beton C40/50 um 96 % und beim Beton C20/25 um 47 % zu. Auffallend war die deutliche Zunahme der Betonstahldehnung ε_s zwischen Lastpfad B und C beim Beton C40/50. Dies konnte auf die Längsrissbreite w_2 im Bereich des Hüllrohrs zurückgeführt werden. Diese betrug zu Beginn der Längszugeinleitung beim Versuch 10 $w_{2,0} = 0,089$ mm und bei Versuch 11 $w_{2,0} = 0,097$ mm. Beim Erstriss infolge Längszugkraft F_1 im Lastpfad C wies sie im Versuch 10 einen Wert von $w_{2,646} = 0,12$ mm und im Versuch 11 von $w_{2,926} = 0,14$ mm auf. Weiterhin wurde eine Abnahme der mittleren Dehnungen der Spannstahlhitze ε_p festgestellt. Diese nahmen im Lastpfad B auf 88 % und im Lastpfad C auf 74 % im Vergleich zum Lastpfad A ab.



a) Beton C40/50

b) Beton C20/25

Bild 4.51: Dehnungen beim Erstriss

Maximale Dehnungen am Versuchsende In Tabelle 4.13 sind die maximal erreichten Dehnungen am Versuchsende, d. h. bei abgeschlossener Rissbildung infolge Längszug F_1 für den Betonstahl und die Spannstahllitze, angegeben. Beim Vergleich der Werte konnte ein Einfluss eines wirkenden Querkuges auf das Verformungsverhalten der Betonstähle für den Lastpfad B festgestellt werden. Im Lastpfad B nahm die mittlere Dehnung ε_s um maximal 7 % gegenüber den Mittelwerten im Lastpfad A zu. Das Maximum der Betonstahldehnung lag im Lastpfad C um 7 % über den Werten im Lastpfad A.

Wesentlich größer waren dahingegen die Differenzen bei den Ergebnissen für die im Hüllrohr im nachträglichen Verbund liegenden Spannstahllitzen. Die mittleren Dehnungen ε_p der Spannstahllitze ließen eine Abhängigkeit zur Art der Belastung erkennen. Die größten mittleren Spannstahllitzendehnungen ε_p traten im Lastpfad A auf. Im Lastpfad B lagen die mittleren Dehnungen der Spannstahllitze um 5 % und im Lastpfad C um 50 % unter den Werten des Lastpfades A. Diese Abnahme der Dehnung der Spannstahllitze konnte ebenso in den Versuchen des Betons C20/25 beobachtet werden. Bei einer Längszugkraft F_1 von 981 kN wies die Spannstahllitze im Lastpfad C eine mittlere Dehnung ε_p von 25 % der mittleren Dehnung der Spannstahllitze im Lastpfad A bei gleichem Längszug von $F_1 = 981$ kN auf. Die Abnahme der Deh-

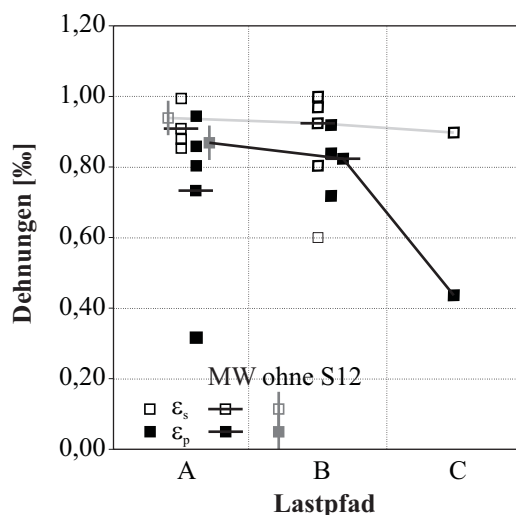
nungen ε_p ist auf die zunehmende Verbundschädigung mit steigendem Verhältnis von $F_1:F_2$ bzw. auf das Vorhandensein des Längsrisse mit zunehmender Rissweite zurückzuführen.

Tabelle 4.13: Mittlere Dehnungen am Versuchsende infolge Längszug F_1

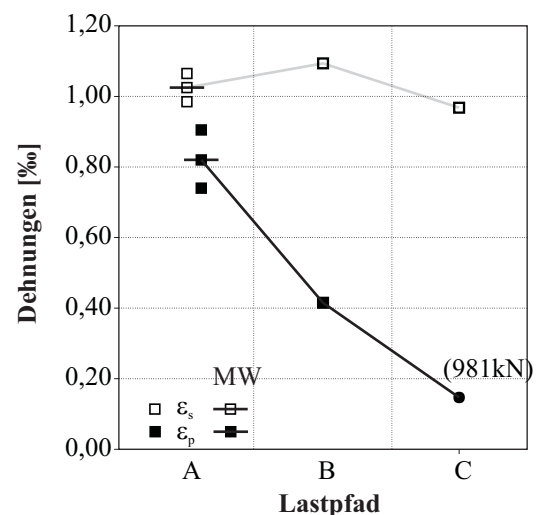
Beton	Lastpfad	ohne 12									
		Kraft	Dehnung		Verhältnis		Kraft	Dehnung		Verhältnis	
		$F_{1,m}$	ε_s	ε_p	η_s	η_p	$F_{1,m}$	ε_s	ε_p	η_s	η_p
		[kN]	[‰]	[‰]	[-]	[-]	[kN]	[‰]	[‰]	[-]	[-]
C40/50	A	1245	0,91	0,73	1,00	1,00	1244	0,94	0,87	1,00	1,00
	B	1264	0,92	0,82	1,02	1,13	1264	0,92	0,82	0,99	0,95
	C	1260	0,90	0,44	0,99	0,60	1260	0,90	0,44	0,96	0,50
C20/25	A	1256	1,03	0,82	1,00	1,00					
	B	1259	1,09	0,42	1,07	0,51					
	C	1262	0,96	-	0,93	-					
	C	981	0,69	0,15	0,95*	0,25*					

* Werte bezogen auf $F_1 = 981$ kN

Die grafische Darstellung der maximalen Dehnungen am Versuchsende erfolgt in Bild 4.52. Hier ist zu sehen, dass die maximalen Dehnungen im Betonstahl in den beiden geprüften Betongütern eine annähernd gleiche Größe in allen geprüften Lastpfaden annehmen. Bei einem Beton C40/50 wiesen die über alle Lastpfade ermittelten Dehnungen des Betonstahles einen Wert von $\varepsilon_s = 0,92$ ‰ und bei einem Beton C20/25 eine Dehnung von $\varepsilon_s = 1,03$ ‰ auf. Die maximalen Dehnungen des Betonstahles liegen bei einem Beton C20/25 um 12 % über den maximalen Dehnungen des Betonstahles im Beton C40/50. Deutlich ist dagegen die Abnahme der maximalen Dehnungen der Spannstahlitze ε_p zu erkennen. Die geringsten Dehnungen treten in der Spannstahlitze im Lastpfad C auf.



a) Beton C40/50



b) Beton C20/25

Bild 4.52: Dehnungen am Versuchsende

Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Betonstahles Im Vergleich der Dehnungen des Lastpfades C mit den Ergebnissen aus den Versuchen der Lastpfade A und B wurde festgestellt, dass die Dehnungen

ε_s beim Übergang vom ungerissenen in den gerissenen Zustand größer waren. Die maximalen Dehnungen ε_s des Betonstahles zu Versuchsende, d. h. bei abgeschlossenem Rissbild, wiesen eine ähnliche Größe wie die in den Versuchen der Lastpfade A und B erreichten Werte auf. Bild 4.53 a) zeigt die mittlere Kraft-Dehnungs-Linie für die Betonstähle im Lastpfad B und C. Signifikante Unterschiede lassen sich neben der Erstrisslast auch im Bereich der Längszugkräfte unterhalb der Erstrisslast finden. Hier ist auffällig, dass die Dehnungen im Lastpfad C größer als in den Lastpfaden A und B sind. Dies ist durch den bereits vorhandenen Längsriss und den dadurch verminderten Verbund zu begründen. Insgesamt fallen die Unterschiede der Dehnungen zwischen den Lastpfaden relativ gering aus. Dies ist darauf zurückzuführen, dass eine direkte Lasteinleitung in die schlaaffe Bewehrung erfolgt. Im gerissenen Zustand weisen die Anstiege der Graphen einen annähernd gleichen Betrag auf.

Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Spannstahles Im Bild 4.53 erfolgt die Gegenüberstellung der Kraft-Dehnungs-Verläufe des Betonstahles und der Spannstahlitzen für die Versuche in den Lastpfaden B und C. Für die Versuche der Betongüte C40/50 im Lastpfad B können relativ große Dehnungen festgestellt werden. Die mittlere Kraft-Dehnungs-Linie des Versuches 8 (Lastpfad B, Beton C20/25) weist hingegen mit zunehmender Längszugkraft einen ähnlichen Verlauf wie die der Versuche 10 und 11 im Lastpfad C auf. Die geringsten Dehnungen wurden im Lastpfad C der Betongüte C20/25 ermittelt. Weiterhin ist festzustellen, dass die Dehnungen des Spannstahles beim Beton C40/50 größer als beim Beton C20/25 ausfallen. Es kann also eine Abhängigkeit von der Betongüte hergestellt werden. Mit abnehmender Betongüte nimmt der Einfluss des Querzuges auf das Verbund- und Verformungsverhalten von Spannlitzen im nachträglichen Verbund gegenüber einer einaxialen Zugbelastung zu. Auf die geringere Verbundfestigkeit des Betons C20/25 wird durch den Querzug ein größerer Einfluss als beim Beton C40/50 ausgeübt, die Verbundschädigung steigt bei gleichem Querzugniveau mit sinkender Betonfestigkeit. Infolge der sich verschlechternden Verbundeigenschaften verringerten sich die Dehnungen in der Spannstahlitze, die im Beton wirkenden Kräfte konnten nicht mehr im gleichen Maße auf das Hüllrohr und die Spannglieder übertragen werden.

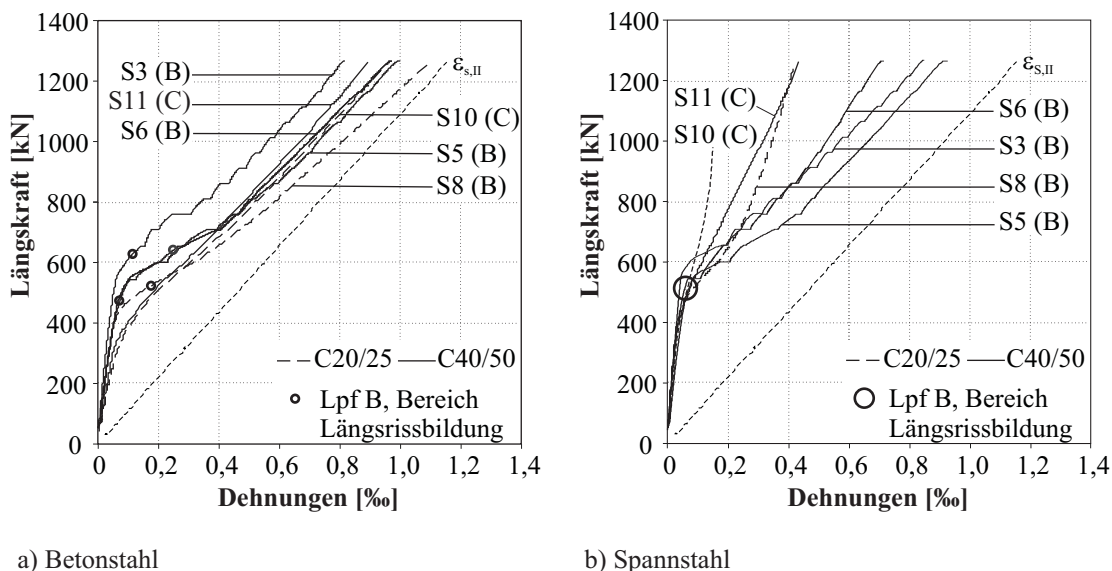


Bild 4.53: Vergleich der mittleren Dehnungen für beide Betonsorten im Lastpfad B und C

4.2.7 Umlagerungsfaktoren

In einem gerissenen Zugstab weisen der Betonstahl und der Spannstahl unter der Voraussetzung gleicher Elastizitätsmoduln und bei Annahme eines gleich guten Verbundes des Betonstahls und des Spannstahls

identische Dehnungen auf. Die vorangegangenen Ergebnisse haben jedoch gezeigt, dass das Verformungsverhalten verschiedener Bewehrungsarten von deren Verbundeigenschaften, die offenbar unterschiedlich sind, und von der Belastungsart abhängig ist. Die Unterschiede konnten anhand der lokalen Dehnungen in Abhängigkeit der Messstelle zum Riss aufgezeigt werden. Eine gleichmäßige Dehnungsverteilung kann daher nicht angenommen werden. Entsprechend der unterschiedlichen Dehnungen von Spannstahlmitte und Betonstahl weisen diese divergierende Spannungen auf. Die übertragenen Verbundkräfte können für den Betonstahl nach Gl. (4.20)

$$F_s = u_s \cdot \tau_s \cdot \Delta l_\tau = \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s \quad (4.20)$$

und für die Spannstahlmitte nach Gl. (4.21)

$$F_p = u_p \cdot \tau_p \cdot \Delta l_\tau = \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p \quad (4.21)$$

bestimmt werden. Durch das Zusammenwirken der Bewehrungsarten kann die komplett übertragene Verbundkraft mit der folgenden Beziehung beschrieben werden:

$$F_g = F_s + F_p \quad (4.22)$$

Durch den verminderten Verbund der Spannglieder im nachträglichen Verbund ist eine geringere Dehnung im Spannstahl als im Betonstahl zu verzeichnen. Die auftretenden Spannungen im Betonstahl und im Spannglied sind demzufolge unterschiedlich. Dieser Effekt wird als Spannungsumlagerung bezeichnet. Aus dem Verhältnis der Spannungen im Betonstahl und der Spannung in der Spannstahlmitte lässt sich die Umlagerung f_u beschreiben, Gl. (4.23) (vgl. TUE [119]). Hierbei werden die anteiligen Spannungen im schlaffen Bewehrungsstahl σ_s und im Spannstahl σ_p aus äußerer Belastung ohne Vorspannung eingesetzt.

$$f_u = \frac{\sigma_s \cdot (A_s + A_p)}{\sigma_s \cdot A_s + \sigma_p \cdot A_p} \quad (4.23)$$

Unter Verwendung der angegebenen Beziehung erfolgte die Bestimmung der Umlagerungsfaktoren f_u für die jeweiligen Versuche. In Tabelle 4.14 sind die mittleren Umlagerungsfaktoren der einzelnen Versuche am Versuchsende angegeben. Im Lastpfad A streuen die angegebenen Werte beim Beton C40/50 sehr stark, so dass hier keine verlässlichen Aussagen getroffen werden können. Im Mittel liegen die Werte des Betons C40/50 für den Lastpfad A in der Größenordnung der Werte im Lastpfad B. Weiterhin kann anhand der dargestellten Werte eine Zunahme der mittleren Umlagerungsfaktoren im Vergleich des Lastpfades B und C des Betons C40/50 verzeichnet werden. Wird eine größere Umlagerung beim Beton C20/25 bereits im Vergleich zwischen Lastpfad A und B deutlich, so tritt dieser Effekt bei den Versuchen mit einem Beton

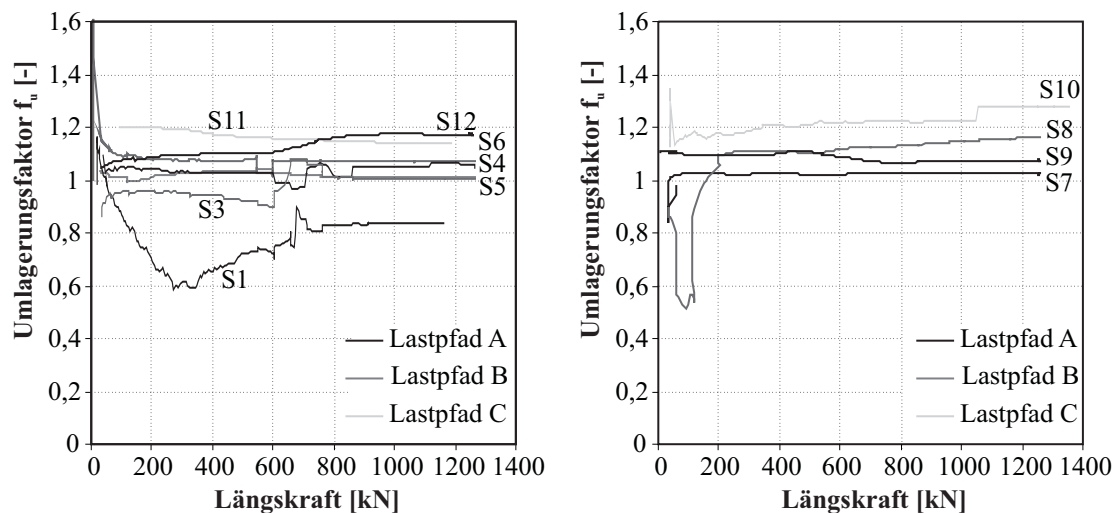
C40/50 erst im Vergleich der Versuche des Lastpfades B und C auf. Die größten Umlagerungsfaktoren treten bei beiden Betonen im Lastpfad C auf.

Tabelle 4.14: Mittlere Umlagerungsfaktoren am Versuchsende*

Betonklasse	Versuch	Lastpfad	Umlagerungsfaktor $f_{u,m}$
C40/50	1	A	0,81
	4	A	1,04
	12	A	1,21
	3	B	1,01
	5	B	1,02
	6	B	1,09
	11	C	1,16
C20/25	7	A	1,03
	9	A	1,07
	8	B	1,16
	10	C	1,28

* Versuch 2: Es wurde keine Betonstahldehnung gemessen.

Bild 4.54 zeigt den Verlauf der Mittelwerte der Umlagerungsfaktoren. Eine Zusammenstellung der einzelnen Umlagerungsfaktoren je Messstelle ist im Anhang B.6 gegeben. Den Verläufen der mittleren Umlagerungsfaktoren kann entnommen werden, dass diese in einem Bereich zwischen 0,8 und 1,3 streuen. In Bild 4.54 a) ist keine eindeutige Tendenz des Verhaltens des Umlagerungsfaktors unter Querkraft für den Beton C40/50 zu erkennen. Der kleinste Umlagerungsfaktor tritt im Versuch 1 im Lastpfad A auf. Bei den Versuchen 1 und 3 wurde keine Korrektur des Biegeeinflusses durchgeführt, so dass diese Versuche nicht weiter beleuchtet werden sollen. Auffallend ist der Verlauf des Umlagerungsfaktors beim Versuch 1, ein offenbar vorhandener Biegeeinfluss führte zu großen Dehnungen im Spannstahl und somit zu kleineren Umlagerungsfaktoren nach Gl. (4.23) gegenüber den gleichen Versuchen des Lastpfades A.



a) Mittlere Umlagerungsfaktoren C40/50

b) Mittlere Umlagerungsfaktoren C20/25

Bild 4.54: Mittlere Umlagerungsfaktoren

Versuch 5 war durch nahezu gleiche mittlere Dehnungen der Spannstahlmitte ε_p und des Betonstahls ε_s geprägt, vgl. hierzu die Darstellung der lokalen Dehnungsverläufe im Bild 4.42. Im Ergebnis kann deshalb

kein großer Umlagerungsfaktor f_{um} bestimmt werden. Gleiches trifft ebenso für Versuch 7 zu. Die höheren Umlagerungsfaktoren im Lastpfad C können auf die großen Spannungen im Betonstahl zurückgeführt werden. Das Produkt der Stahlspannungen σ_s mit den einzelnen Teilflächen A_s und A_p nimmt größere Werte an, die Summe der Einzelprodukte im Nenner der Gleichung 4.23 dagegen fällt durch die sehr geringen Spannstahldehnungen kleiner aus. Durch die sehr geringen Spannstahlspannungen σ_p sinkt der Anteil $\sigma_p \cdot A_p$ auf einen kleinen, u. U. vernachlässigbaren Wert.

Versuch 6 wies im Gegensatz zu den beiden zuvor genannten Versuchen große Unterschiede in den lokalen Dehnungsverläufen auf. Wie die Darstellung der Umlagerungsfaktoren im Bild 4.55 zeigt, treten in Abhängigkeit des Abstandes vom Riss voneinander abweichende Größen auf. In Rissnähe an Position 150 cm treten die größten Umlagerungsfaktoren auf, ein ähnliches Ergebnis zeigt die Messstelle 140 cm. Ein weiterer Riss trat neben der Messstelle an Position 160 cm auf, hier wiesen die Dehnungen ε_p und ε_s annähernd gleiche Größen auf. Eine Umlagerung fand demzufolge nicht statt. Die Ursachen für die geringen Dehnungsunterschiede wurden bereits im Abschnitt 4.2.6 näher beleuchtet. Im Allgemeinen nehmen die Umlagerungsfaktoren mit sinkender Dehnungsdifferenz zwischen Beton- und Spannstahl ab. Dies ist im Bild an den rissfernen Messstellen 145 cm und 155 cm zu erkennen.

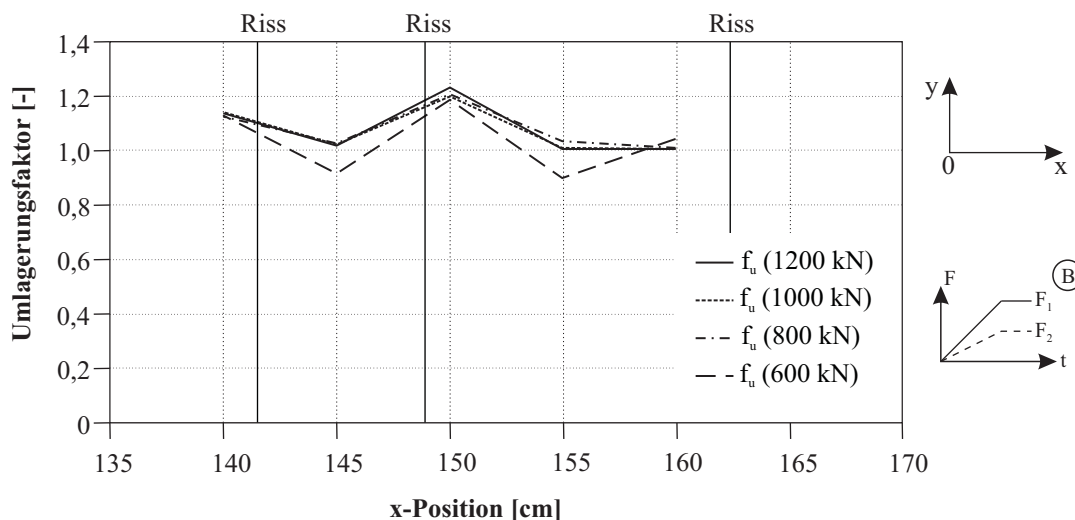


Bild 4.55: Versuch 6, Verlauf der Umlagerungsfaktoren f_u

Die großen Dehnungsunterschiede zwischen der Spannstahlmitte ε_p und dem Betonstahl ε_s bei Versuch 12 spiegeln sich in einem hohen Umlagerungsfaktor wider. Einen ebenso hohen Wert für die Umlagerung weist der durch eine querzuginduzierte Längsrissbildung vorgeschädigte Versuch 11 auf. Diese hohen Umlagerungsfaktoren bedeuten, dass die im Betonstahl des jeweiligen Versuches auftretenden Spannungen höher als die in der Spannstahlmitte vorhandenen Spannungen sind. Die Ergebnisse zur Bestimmung der Verbundspannung wiesen in diesen Fällen große Differenzen im Vergleich zu den übrigen Versuchen auf. Eine Bestimmung der Umlagerungsfaktoren für den Versuch 2 erfolgte nicht, da hier keine Dehnungen des Betonstahles gemessen wurden. Die Betrachtung der ermittelten Umlagerungsfaktoren der Versuche 1 und 3 muss kritisch erfolgen, da hier keine Aussagen zum Biegeeinfluss vorlagen und somit keine Korrektur erfolgen konnte.

Für die Versuche des Betons C20/25 wurde festgestellt, dass die geringsten Umlagerungsfaktoren im einaxialen Zugversuch auftraten. Das heißt, dass die beiden Bewehrungsarten bei nahezu gleichen Dehnungen die gleichen Spannungen aufwiesen. Für den vorgeschädigten Versuch 10 wurde der größte Umlagerungsfaktor ermittelt. Der Betonstahl weist demzufolge eine höhere Spannung als das Spannglied auf. Die Lastübertragung über die Verbundwirkung auf das Spannglied war beeinträchtigt.

Betrachtet man die im Anhang in den Bildern B.19 a) und B.21 b) abgebildeten Umlagerungsfaktoren der einzelnen Betonsorten, kann festgestellt werden, dass die Umlagerungsfaktoren für den Beton C20/25 höher ausfallen. Den größten Wert weist der im Lastpfad C geprüfte Versuch 10 auf. Mit sinkender Betongüte nehmen die Umlagerungsfaktoren bei gleichem Lastpfad C zu. Im Vergleich treten größere Spannungen im Betonstahl als im Spannstahl auf. Der Einfluss der Betongüte wurde bereits im Vergleich der Versuche im Lastpfad B ersichtlich. Hervorgerufen durch die frühe Längsrisssbildung infolge Querkraft weist der Versuch 8 des Betons C20/25 einen größeren mittleren Umlagerungsfaktor als die Versuche 5 und 6 des Betons C40/50 auf.

4.2.8 Verbundverhalten

Wie bereits bei der Auswertung des Verformungsverhaltens nachgewiesen, unterliegen die lokalen Dehnungen starken Schwankungen in Abhängigkeit der Lage der Messstelle zum Riss. Im Zustand I weisen die verschiedenen Bewehrungsarten in den Lastpfaden A und B nahezu gleiche Dehnungen auf. Die Auswertungen des Lastpfades C haben gezeigt, dass ein Längsrisss infolge Vorschädigung das Verformungsverhalten des Betonstahles im Zustand I nachhaltig beeinflusst.

Aus den gemessenen Dehnungen können unter Verwendung der in Gl. (4.24) angegebenen Beziehung auf die Verbundwirkung Rückschlüsse gezogen werden.

$$\Delta\tau = \Delta\varepsilon \cdot E \cdot \frac{d}{4 \cdot \Delta l} \quad (4.24)$$

Die Verbundspannung ist nach dieser Beziehung vom effektiven Durchmesser d der betrachteten Bewehrung, von der betrachteten Verbundlänge Δl und der hier auftretenden Differenz der Dehnungen $\Delta\varepsilon$ abhängig. Die Bestimmung des effektiven Durchmessers, auch als Ersatzdurchmesser bezeichnet, der Spannstahl-Litze erfolgt nach Gl. (4.25).

$$d_p = 1,6 \cdot \sqrt{A_p} \quad (4.25)$$

Der Ersatzdurchmesser d_p beträgt im Fall der eingesetzten Bündelspannglieder mit drei Litzen 33,94 mm. Somit kann unter Verwendung des mit Gl. (4.25) ermittelten Ersatzdurchmessers die Verbundspannung $\tau_{p,\varepsilon}$ für die Spannstahl-Litze in Abhängigkeit der lokalen Dehnung mit

$$\Delta\tau_{p,\varepsilon} = \Delta\varepsilon_p \cdot E_p \cdot \frac{d_p}{4 \cdot \Delta l_p} \quad (4.26)$$

und die Verbundspannung τ_s für den Betonstahl mit

$$\Delta\tau_s = \Delta\varepsilon_s \cdot E_s \cdot \frac{d_s}{4 \cdot \Delta l_s} \quad (4.27)$$

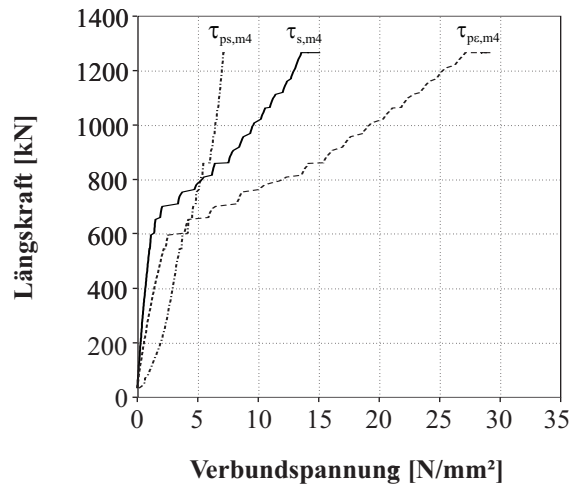
bestimmt werden. TUE [119] gibt zur Bestimmung der Verbundspannung von Spannstahl-Litzen die folgende Beziehung an:

$$\tau_{p,s}(x) = 0,15 \cdot f_{cm} \cdot s_p^{0,27}(x) \quad (4.28)$$

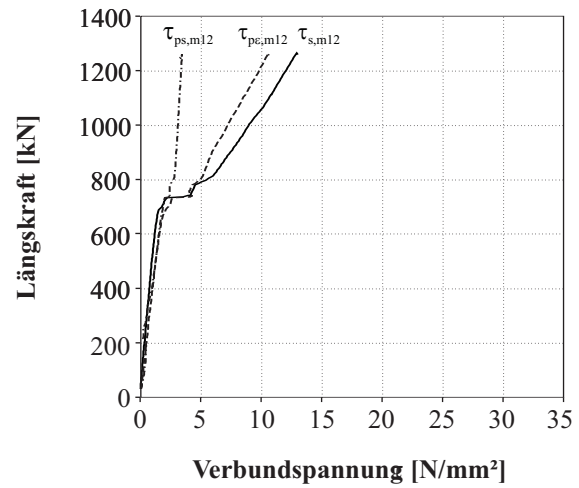
Mit Gl. (4.28) kann die Verbundspannung in Abhängigkeit des Schlupfes s_p zwischen dem Beton und der Spannstahl-Litze berechnet werden. Der Schlupf ist die relative Verschiebung zwischen Spannstahl-Litze und Beton an einer definierten Position und wird durch Gl. (4.29) beschrieben.

$$s_p = (\varepsilon_p(x) - \varepsilon_b(x)) \cdot \Delta l \quad (4.29)$$

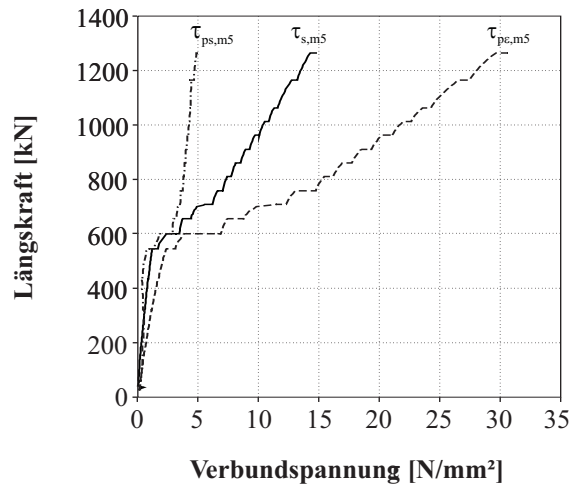
In Bild 4.56 sind die Mittelwerte der Verbundspannungsverläufe, die unter Verwendung der Gl. (4.26), (4.27) und (4.28) berechnet worden sind, für die Versuche des Betons C40/50 in Abhängigkeit der eingeleiteten Längszugkraft dargestellt.



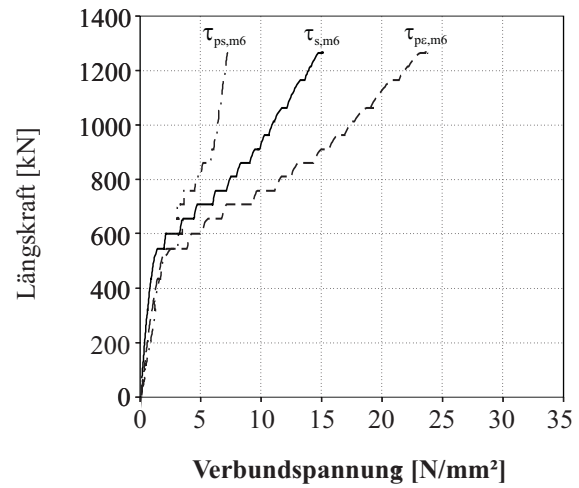
a) Lastpfad A, Versuch 4



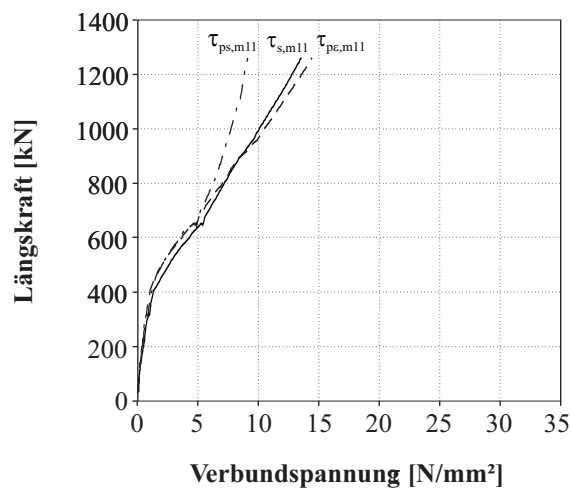
b) Lastpfad A, Versuch 12



c) Lastpfad B, Versuch 5



d) Lastpfad B, Versuch 6



e) Lastpfad C, Versuch 11

Legende:

Verbundspannung

- $\tau_{s,m}$ = Stahl nach Gl. (4.27)
- $\tau_{pe,m}$ = Spannstahl nach Gl. (4.26)
- $\tau_{ps,m}$ = Spannstahl Gl. (4.28)

Bild 4.56: Beton C40/50, mittlere Verbundspannungsverläufe

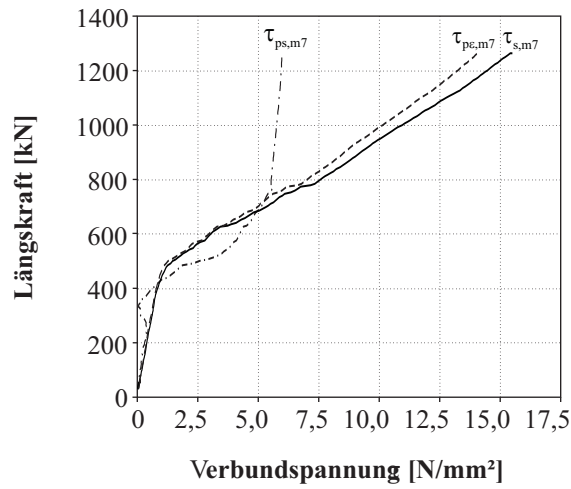
Analog zur Darstellung des Verbundspannungsverlaufes sind im Bild 4.57 die Verbundspannungsverläufe der Versuche des Betons C20/25 zu sehen.

Im Vergleich der errechneten Verbundspannungen ist die große Differenz zwischen den Verbundspannungen $\tau_{p,\varepsilon}$ nach Gl. (4.26) und $\tau_{p,s}$ nach Gl. (4.28) auffallend. Zur besseren Vergleichbarkeit der wirksamen Verbundspannungen wurden als Erstes die in Gl. (4.26) und Gl. (4.27) gewählten Ansätze herangezogen. Die Verbundspannungen können direkt aus der gemessenen Dehnungsdifferenz zwischen zwei Messstellen ermittelt werden. Dieser Ansatz enthält den für die Spannstahlhlitze ermittelten Ersatzdurchmesser. Ein Vergleich über die Dehnungsdifferenz benachbarter Dehnmessstreifen wurde mit der Verbundspannung nach TUE [119] herangezogen. Der hieraus ermittelte Verbundspannungsverlauf $\tau_{p,s}$ ist im Diagramm ebenfalls dargestellt. Ursache für die großen Verbundspannungen nach Gl. (4.26) sind die großen Dehnungsunterschiede zwischen benachbarten Dehnmessstellen. Diese werden durch die innere bzw. äußere Rissbildung hervorgerufen und führen somit zu großen Schlupfwerten nach Gl. (4.29). Eine ausführliche Diskussion der Erfassung von Längenänderungen und Dehnungen mit DMS auf Betonstahl erfolgt im Abschnitt C.

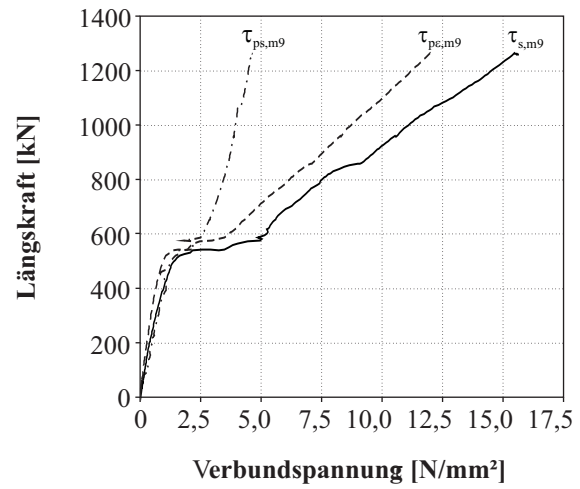
Wie schon bei der Auswertung der ermittelten Verbundspannungen der Versuche mit einem Beton C40/50 festgestellt wurde, treten beim Beton C20/25 nach Gl. (4.26) teilweise höhere Verbundspannungen in der Spannstahlhlitze, vor allem im Lastpfad A, als beim Betonstahl auf. Anhand der lokalen Dehnungsverläufe im Abschnitt 4.2.6 konnte der Einfluss der Rissbildung auf die Dehnungsmessung und die daraus resultierenden Ungenauigkeiten aufgezeigt werden. Wie bereits erläutert, sind die Dehnungen in den drei Messebenen – Betonoberfläche, Betonstahl und Spannstahlhlitze – stark vom Abstand zum bauteiltrennenden Riss sowie von der inneren Rissbildung abhängig. Unter Verwendung des Ansatzes nach TUE, Gl. (4.29), werden geringere Verbundspannungen erreicht. Dieser Ansatz geht auf den Schlupf zwischen Spannstahl und Beton zurück. Der Schlupf wurde in der eigenen Auswertung über die Dehnungsdifferenz der Dehnungen von Beton und Spannstahlhlitze bestimmt. Die Höhe der so bestimmten Verbundspannung $\tau_{p,s}$ war realistisch. Kritisch ist die Methode der Bestimmung des Schlupfes nach TUE zu bewerten, da keine fundierten Kenntnisse zur inneren Rissbildung vorliegen können. Ein innerer Riss im Messbereich des applizierten DMS kann zu unrealistisch großen gemessenen Dehnungswerten führen. Im Zuge der weiteren Steigerung des Längszuges im Zustand II tritt mit zunehmender Überwindung des Reibwiderstandes annähernd die reine Stahldehnung auf. Aus der Differenz dieser Dehnungen lässt sich somit keine realistische Verbundspannung ermitteln. Auf Grund der Betrachtung von maximal fünf Messstellen auf der Spannstahlhlitze und sechs Messstellen auf dem Betonstahl ist eine Verallgemeinerung der Ergebnisse nicht ratsam.

4.2.9 Einordnung und Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

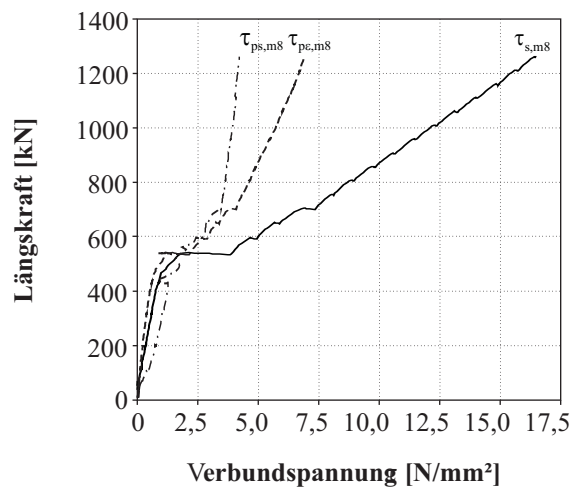
Die durchgeführten Bauteilversuche haben gezeigt, dass die Rissbildung und der Rissabstand vom vorherrschenden Spannungsverhältnis infolge Längszug F_1 und Querkzug F_2 abhängig sind. Mit steigendem Verhältnis von Längs- zu Querkzug $F_1:F_2$ nehmen die mittleren Rissabstände s_{rm} um 28 % beim Beton C20/25 und um 30 % beim Beton C40/50 im Lastpfad B gegenüber Lastpfad A zu. Der Einfluss der Vorschädigung im Lastpfad C auf das Rissbild konnte ebenso herausgestellt werden. Die mittleren Rissabstände nahmen im Lastpfad C um 26 % beim Beton C20/25 und um 25 % beim Beton C40/50 gegenüber Lastpfad A zu. Im Vergleich der mittleren Rissabstände im Lastpfad B und im Lastpfad C treten nur geringfügige Differenzen auf. Weiterhin konnte die Orientierung des Rissbildes im Lastpfad A entlang der Querbewehrung verzeichnet werden. Bereits LEE [67] und KRELLER [61] wiesen darauf hin, dass bei einem Querbewehrungsabstand s_q von 50 % der Verankerungslänge l_e , sich ein Rissabstand zwischen dem ein- bis zweifachen Querbewehrungsabstand einstellt. Diese Aussagen wurden durch die eigenen Versuche ebenso bestätigt wie die Vorhersage der Rissabstände nach NAWY & ORENSTEIN [81]. Die Betrachtung über den Index I_R ließ auf einen Rissabstand in Längsrichtung entlang der Querbewehrung schließen. Infolge der eingeleiteten Querkzugkräfte F_2 bildeten sich Längsrisse entlang der Hüllrohre. Die durch die eingelegten Hüllrohre



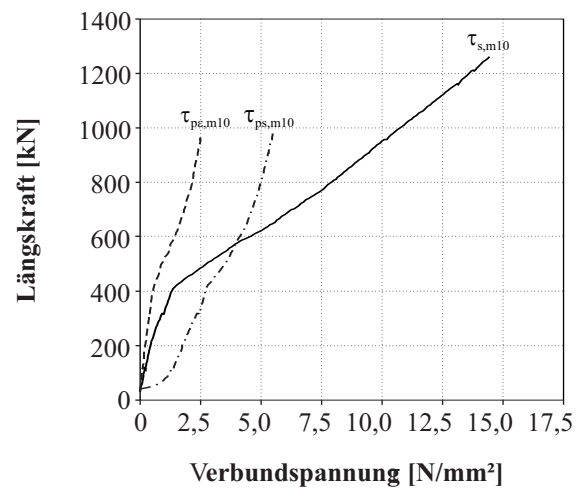
a) Lastpfad A, Versuch 7



b) Lastpfad A, Versuch 9



c) Lastpfad B, Versuch 8



d) Lastpfad C, Versuch 10

Legende:

Verbundspannung

— $\tau_{s,m}$ = Stahl nach Gl. (4.27)

-- $\tau_{pe,m}$ = Spannstahl nach Gl. (4.26)

-·- $\tau_{ps,m}$ = Spannstahl Gl. (4.28)

Bild 4.57: Beton C20/25, mittlere Verbundspannungsverläufe

hervorgerufene Querschnittsschwächung führte zur Bildung von Längsrissen infolge eingeleiteter Querkraften, wie es bereits CHO ET AL. [26] feststellen konnten.

Die Betrachtung der erzielten Erstrisslasten bestätigten die in den Versuchen an unbewehrten Betonscheiben gewonnenen Erkenntnisse. Die Erstrisslasten nehmen im Lastpfad unter einem zweiaxialen Zugkraftverhältnis von $F_1:F_2 = 0,5$ beim Beton C20/25 im Mittel um 12 % gegenüber dem einaxialen Zugversuch zu. Dagegen nimmt die mittlere Erstrisslast beim Beton C40/50 um 11 % ab. Die unter Verwendung der im Abschnitt 3.2 bestimmten Bruchkriterien berechneten Erstrisslasten weisen dabei mit den erzielten Versuchsergebnissen eine sehr gute Übereinstimmung auf. Hierbei wurde aufbauend auf dem Ansatz von EMPELMANN [36] ein Schwindbeiwert von $\alpha_s = 0,93$ bestimmt.

Anhand der gemessenen lokalen mittleren Verformungen des Betonstahles ε_s und der Spannstahlmitte ε_p wurde der Einfluss des Querkuges auf das Verformungs- und Verbundverhalten nachgewiesen. Ebenso wurde der Einfluss einer Längsrissbildung im Bereich des Hüllrohres auf das Verformungsverhalten der Spannstahlmitte festgestellt. Wiesen die Dehnungen des Betonstahles ε_s zum Versuchsende in allen Lastpfaden ähnlich große Werte (1 ‰) auf, so nehmen die Dehnungen der Spannstahlmitte ε_p beginnend mit Lastpfad A über Lastpfad B zum Lastpfad C hin signifikant ab. Die geringsten Dehnungen treten im Lastpfad C beim Beton C20/25 auf. Anhand dieser Ergebnisse kann eine qualitative Aussage auf das Verbundverhalten des nachträglich verpressten Spanngliedes getroffen werden. Mit steigendem Querkugeinfluss nehmen die Dehnungen in der Spannstahlmitte ε_p ab, demzufolge kann von einer stark verminderten Verbundwirkung ausgegangen werden. Eine Quantifizierung der Verbundspannung ist jedoch mit der gewählten Messmethode nicht möglich, vgl. hierzu auch Abschnitt C. Einen großen Einfluss übt ebenfalls der Zeitpunkt der Längsrissbildung auf das Verformungsverhalten der Spannstahlmitte aus. Treten Längsrisse auf einem vergleichsweise geringen Querkugelniveau auf (Versuch 6, Lastpfad B), so nehmen die Dehnungen ε_p am Versuchsende ab.

5 Zusammenfassung und Ausblick

5.1 Zusammenfassung

Eine Vielzahl von Faktoren können das Festigkeits- und Verformungsverhalten von unbewehrtem Beton bzw. von gemischt bewehrtem Beton beeinflussen. Diese sind jedoch unabdingbar, wenn die Gebrauchstauglichkeit und die Tragfähigkeit von Bauwerken in Stahlbetonbauweise beurteilt werden sollen.

Die vorliegenden Ergebnisse haben gezeigt, dass genaue Kenntnisse der Bruchvorgänge bzw. Versagensmechanismen des Betons zur Beschreibung des Verformungsverhaltens erforderlich sind. Im ersten Teil der Arbeit wurden an zwei unterschiedliche Betonen 48 Zugversuche an unbewehrten Betonscheiben in den Maßen von $20 \times 20 \times 5 \text{ cm}^3$ in den vier verschiedenen Spannungsverhältnissen von $\sigma_1 : \sigma_2 = 0:1; 0,25:1; 0,5:1$ und $1:1$ durchgeführt. Anhand der durchgeführten Versuche konnte eine Abhängigkeit der Zugfestigkeit vom Spannungsverhältnis bestimmt werden. Auf der Grundlage der Versuche wurden Bruchkriterien für das Festigkeitsverhalten für einen Beton C20/25 und C40/50 unter zweiaxialer Zugbelastung entwickelt.

Ein weiteres Augenmerk lag auf der Beschreibung des Verformungsverhaltens des Betons unter zweiaxialer Zugbelastung. Aufbauend auf den numerischen Formulierungen von GUTSCH [43] und HARIRI [46] konnten Modelle gefunden werden, die das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von unbewehrtem Beton sehr gut widerspiegeln. Die Beschreibung des Überganges vom linearen in den nichtlinearen Bereich der Spannungs-Dehnungs-Linie kann mit den gefundenen Gleichungen bestimmt werden.

Mit dem in dieser Arbeit entwickelten Formelapparat kann das Festigkeits- und Verformungsverhalten von unbewehrtem Beton unter Berücksichtigung der Ergebnisse, dass

- die zweiaxiale Zugfestigkeit des Betons C20/25 der einaxialen Zugfestigkeit entspricht,
- die zweiaxiale Zugfestigkeit des Betons C40/50 auf 76 % der einaxialen Zugfestigkeit sinkt,
- die Bruchdehnungen bei beiden Betonen mit steigendem Spannungsverhältnis abnehmen und
- der Punkte der Nichtlinearität der Spannungs-Dehnungs-Linie mit steigendem Spannungsverhältnis abnimmt,

hinreichend genau beschrieben werden. Die entwickelten Formulierungen zur Beschreibung des zweiaxialen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens des unbewehrten Betons und die Bruchkriterien für Beton unter zweiaxialer Zugbelastung eignen sich zur Implementierung in beliebige numerische Berechnungsverfahren.

Im zweiten Teil der Arbeit sollte das Verbund- und Verformungsverhalten von gemischt bewehrten Bauteilen anhand von zwölf bauteilgroßen Probekörpern untersucht werden. Hierfür wurden die Probekörper drei verschiedenen Lastpfaden ausgesetzt. Die Versuchskörper wurden jeweils einer einaxialen bzw. einer zweiaxialen Zugbelastung ausgesetzt. Ein dritter Lastpfad beschrieb das Verformungsverhalten eines vorgeschädigten Bauteiles.

Bei der Auswertung der Versuche wurde eine Abhängigkeit des Rissbildes vom Lastpfad festgestellt. Mit zunehmendem Verhältnis von Längs- zu Querkraft ($F_1 : F_2$) nahm der mittlere Rissabstand zu. Es konnte den Hüllrohren unter einer Querkraftbeanspruchung eine Funktion als Rissbildner zugeschrieben werden. Eine Orientierung des Rissbildes am orthogonalen Bewehrungsnetz war zu erkennen.

Analog zu den Ergebnissen der unbewehrten Betonscheiben wurde eine Abnahme der Erstrissspannung verzeichnet. Mit Hilfe des im ersten Teil zur Verfügung gestellten Formelapparates wurden bei der Nachrechnung der Erstrisslasten sehr gute Übereinstimmungen erzielt. In der Auswertung der Erstrisslasten konnte

eine Abnahme der Erstrisslast vom zweiaxialen Zugversuch ($F_1 : F_2 = 1:2$) um 11 % gegenüber dem einaxialen Zugversuch beim Beton C40/50 festgestellt werden.

Das Verformungsverhalten der im nachträglichen Verbund liegenden Spannglieder wird ebenfalls von einer zweiaxialen Zugbelastung beeinflusst. So wurden bei einer querzuginduzierten Rissbildung entlang der Hüllrohre geringere Dehnungen als in den einaxialen Zugversuchen gemessen. Durch die direkte Einleitung der Längszugkräfte in den Betonstahl konnten hier größere Dehnungen bei vorhandenem Querzug gemessen werden. Dies wirkte sich auf die Umlagerungsfaktoren aus, infolge Längsrissbildung nahmen die Umlagerungsfaktoren bei den zweiaxialen gegenüber den einaxialen Zugversuchen zu. Weiterhin konnte anhand der Versuche die Auswirkung der Erstrissspannung infolge Querzug auf das Verformungsverhalten der Spannglieder dargestellt werden. Mit sinkender Erstrissspannung nahmen die Dehnungen im Spannstahl ab. Weiterhin war festzustellen, dass mit zunehmender Rissbreite der Verbund des Spanngliedes gestört wird und die Dehnungen ε_p abnehmen. Die Stahldehnungen ε_s nahmen dagegen mit steigender Rissbreite zu. Auch die Längsrissbreiten nahmen mit steigendem Spannungsverhältnis zu. Durch die indirekte Einleitung der Zugkräfte über Verbund in die Spannglieder gelang somit der Nachweis, dass die Verbundeigenschaften des Spannstahles unter zweiaxialer Zugbelastung abnehmen.

Eine Bestimmung von Verbundspannungsverläufen wurde jedoch nicht erreicht. Die Ursachen sind hierfür in der gewählten Messmethode zu finden. Diese wurde kritisch diskutiert und daraus Empfehlungen für den Einsatz von Dehnmessstreifen zur Bestimmung von Verformungen auf Betonstahl abgeleitet. Infolge innerer Rissbildung konnten große Stahldehnungen ε_p und ε_s aufgezeichnet werden. Werden diese zur Bestimmung von Verbundspannungen herangezogen, treten unrealistisch große Verbundspannungen auf. So empfiehlt es sich, die Messlänge für DMS auf Betonstählen auf 25 % des Stahldurchmessers zu beschränken. Dadurch kann verhindert werden, dass die innere Rissbildung das Messergebnis der DMS beeinträchtigt. Kritisch ist bei der Messung der Betondehnungen mittels DMS die Lage von Rissen im Messfeld des DMS zu betrachten. Eine rissüberbrückende Lage des DMS führt zu großen Dehnungen, die nicht die Betondehnung wiedergeben.

5.2 Ausblick

Das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton unter zweiaxialer Beanspruchung ist sehr komplex. Versuche, dieses mit Hilfe eines einheitlichen Bruch- bzw. Verformungskriteriums zu beschreiben, sind bisher nicht gelungen. Die vorliegende Arbeit liefert Kriterien, die für weitere Betonfestigkeiten erweitert werden müssen. Hier dargestellt werden zwei Normalbetone. Derzeit werden immer mehr Bauwerke mit höherfesten und hochfesten Betonen hergestellt. Ziel weiterer Arbeiten sollte es daher sein, die vorliegenden Ergebnisse zu substantiieren und weitere Festigkeitsklassen zu prüfen. Oft sind in Bauwerken Zonen mit permanenter Zugbeanspruchung, so z. B. bei Rahmenecken, Wandstößen, durchlaufenden Decken etc. anzutreffen. Ein weiterer Aspekt, den es daher zu betrachten gilt, ist der Einfluss einer dauerhaften Zugbeanspruchung auf die Zugfestigkeit des Betons. LEMNITZER ET AL. [68] konnten einen Einfluss eines Querzuges auf das Verbundverhalten von Stahlbeton feststellen. Eine Abminderung der Zugfestigkeit des Betons unter dauerhafter Zugbeanspruchung, unabhängig ob ein-, zwei- oder dreiaxial, ist nicht auszuschließen.

Ein Ziel der Arbeit war, den Einfluss einer zweiaxialen Zugbeanspruchung auf das Verbundverhalten von Spanngliedern anhand von zwölf Bauteilversuchen. Die hier verwendete Messmethode brachte nicht die gewünschten Ergebnisse. Die Auswirkung einer zweiaxialen Zugbeanspruchung sollte in Anlehnung zu den Auszugsversuchen mit kurzen Verbundlängen von TROST ET AL. [117] untersucht werden. Anstelle des Querdruckes ist selbstverständlich eine Zugbeanspruchung mittels Bürsten oder Ähnlichem einzuleiten. Hierbei sei auf die Betrachtung der Lasteinleitungsmittel von KUPFER [62] verwiesen. Zur Reduzierung des Einflusses des Messmittels, speziell der Länge des Messbereiches, sollten geeignete Messmittel ge-

wählt werden. Die vorliegende Arbeit gibt hierzu Empfehlungen. Neben dem Einsatz von DMS scheint der Einsatz von Faser-Bragg-Gitter-Sensoren zielführend zu sein. Ein Vergleich dieser Messmethode mit herkömmlichen Messmethoden stellt RITTER & CURBACH [94] dar. Allerdings ist die Länge des Messgitters auf die Versuche anzupassen. Der Vorteil des FBG-Sensors liegt darin, dass dieser in eine Nut im Betonstahl eingelegt werden kann und somit Verbundstörungen infolge applikationsbedingten Abdeckungen verringert werden. Unter applikationsbedingter Abdeckungen ist hierbei der Schutz des DMS vor Feuchtigkeit und mechanischer Zerstörung zu verstehen.

Literaturverzeichnis

- [1] *DIN 488-2: Betonstahl–Betonstabstahl.* 1986
- [2] *DIN 4227-1: Spannbeton–Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder teilweiser Vorspannung.* 1988
- [3] *CEB-FIP Model Code 1990. Design Code.* 1993
- [4] *DIN 4227-1/A1: Spannbeton: Teil 1, Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung.* 1995
- [5] *DIN 12390-2: Prüfung von Festbeton, Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen.* 2001
- [6] *DIN 12390-6: Prüfung von Festbeton, Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern.* 2001
- [7] *DIN 12390-3: Prüfung von Festbeton, Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern.* 2002
- [8] *DIN EN 523: Hüllrohre aus Bandstahl für Spannglieder.* 2003
- [9] *DIN EN 196-1: Prüfverfahren für Zement, Teil 1: Bestimmung der Festigkeit.* 2005
- [10] *DIBt Z-13.1-118: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: Litzenspannverfahren 150 mm² Suspa nach DIN 1045–1 und DIN–Fachbericht 102.* 2007
- [11] *DIBt Z1.5-226: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung: Pfeifer-Bewehrungsschraubanschluss PH.* 2007
- [12] *DIN EN 1015-11: Prüfverfahren für Mörtel im Mauerwerk, Teil 11: Bestimmung der Biegezug- und Druckfestigkeit von Festmörtel.* 2007
- [13] *DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion.* 2008
- [14] *DIN 488-2: Betonstahl–Betonstabstahl.* 2009
- [15] *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1 Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 +AC:2010.* 2011
- [16] ABRISHAMI, H. H. ; MITCHELL, D.: Influence of Splitting Cracks on Tension Stiffening. In: *ACI Structural Journal* 93 (1996), S. 703–710
- [17] AOYAGI, Y. ; YAMADA, K.: An experimental approach to the design of network reinforcement against inplane shear in reinforced concrete containment. In: *Transactions of the 5th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT). Berlin, 13–17 August 1979*, S. J4/7
- [18] AOYAGI, Y. ; YAMADA, K.: Strength and deformation characteristics of reinforced concrete shell elements subjected to in-plane forces. In: *Proceedings of JSCE* 331 (1983), S. 167–180
- [19] AVRAM, C. ; FACAOARU, I. ; FILIMON, I. ; MIRSU, O. ; TERTEA, I.: Concrete behaviour under tensile stresses. In: *Concrete Strength and Strains*. Elsevier Scientific Publishing Company, 1981

- [20] BAZANT, Z. ; OH, B.: Crack band theory for fracture of concrete. In: *Materials and Structures* 16 (1983), S. 155–177
- [21] BELARBI, A. ; HSU, T. T. C.: Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete. In: *ACI Structural Journal* 91 (1994), Nr. 4, S. 465–474
- [22] BRAMESHUBER, W.: *Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton*, Universität Karlsruhe, Diss., 1988
- [23] BYFORS: Plain concrete at Early Ages / Swedish Cement and Concrete Research Institute, Report 3, 80, Stockholm. 1980. – Forschungsbericht
- [24] CARINO, N. J.: *The behavior of a model of plain concrete subject to compression-tension and tension-tension biaxial stresses*, Faculty of the Graduate School of Cornell University, Diss., 1974
- [25] CHITNUYANONNDH, L. ; RIZKALLA, S. H. ; MURRAY, D. W. ; MACGREGOR, J. G.: An effective uniaxial tensile stress-strain relationship for prestressed concrete / University of Alberta. 1979. – Forschungsbericht
- [26] CHO, J.-Y. ; KIM, N.-S. ; CHO, N.-S. ; CHOI, I.-K.: Cracking Behavior of Reinforced Concrete Panel Subjected to Biaxial Tension. In: *ACI Structural Journal* 101 (2004), Nr. 1, S. 76–84
- [27] CHO, J.-Y. ; KIM, N.-S. ; CHO, N.-S. ; CHOUN, Y.-S.: Stress-Strain Relationship of Reinforced Concrete Subjected to Biaxial Tension. In: *ACI Structural Journal* 101 (2004), Nr. 2, S. 202–208
- [28] CORNELISSEN, H. A. W. ; HORDIJK, D. A. ; REINHARDT, H. W.: Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight concrete. In: *Heron* 31 (1986), Nr. 2, S. 45–56
- [29] CURBACH, M.: *Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten*, Universität Karlsruhe (TH), Diss., 1987
- [30] CURBACH, M. ; MICHLER, H. ; WEILAND, S. ; JESSE, D.: Textilbewehrter Beton – Innovativ! Leicht! Formbar! In: *BetonWerk International* 11 (2008), Nr. 5, S. 62–72
- [31] DUDA, H.: Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 419*. Beuth Verlag, Berlin/Köln, 1991
- [32] ECKFELDT, L.: *Möglichkeiten und Grenzen der Berechnung von Rissbreiten in veränderlichen Verbundsituationen*, TU Dresden, Diss., 2005
- [33] ECKFELDT, L. ; SCHRÖDER, S. ; LINDORF, A. ; LEMNITZER, S. ; HAMDAN, A. ; CURBACH, M.: Verbesserung der Vorhersagequalität von sehr kleinen Rissbreiten – Schlussbericht des Forschungsvorhabens im Auftrag des DIBt / Technische Universität Dresden, Institut für Massivbau. 2009. – Forschungsbericht
- [34] EIBL, J. ; STOLZE, R.: Schnittkraftermittlung und Kräfteumlagerung bei Stahlbetonplatten / Universität Karlsruhe. 1992. – Forschungsbericht
- [35] ELIGEHAUSEN, R. ; POPOV, E. P. ; BERTERO, V. V.: Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars under Generalized Excitations – Report No. UCB/EERC-83/23 / Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley. 1983. – Forschungsbericht
- [36] EMPELMANN, M.: *Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stabtragwerken aus Konstruktionsbeton unter besonderer Berücksichtigung von Betriebsbeanspruchungen*, RWTH Aachen, Diss., 1995
- [37] GAMBAROVA, P. G. ; ROSATI, G. P.: Bond and splitting in reinforced concrete: test results on bar pull-out. In: *Materials and Structures* 29 (1996), June, S. 267–276

- [38] GAMBAROVA, P. G. ; ROSATI, G. P.: Bond and splitting in bar pull-out: behavioural laws and concrete cover role. In: *Magazine of Concrete Research* 49 (1997), June, Nr. 179, S. 99–110
- [39] GOPALARATNAM, V. S. ; SHAH, S. P.: Softening Response of Plain Concrete in Direct Tension. In: *ACI Journal* 3 (1985), S. 310–323
- [40] GOTO, Y.: Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars. In: *ACI Journal* 68 (1971), Nr. 4, S. 244–251
- [41] GOTO, Y. ; OTSUKA, K.: Experimental Studies on Cracks Formed in Concrete around Deformed Tension Bars. In: *Technology Reports of the Tohoku University* Bd. 44. Japan, 1979, S. 49–83
- [42] GREBNER, H. ; SIEVERS, J.: Strukturmechanische Analysen zu einem Großversuch an einem vorgespannten Stahlbeton-Containment-Modell. In: *GRS Jahresbericht 2004/2005*. Köln, 2005
- [43] GUTSCH, A.-W.: Stoffeigenschaften jungen Betons, Versuche und Modelle. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 495*. Beuth Verlag, Berlin, 1999
- [44] HAGEN, K.-J.: *Ein Beitrag zum Verbundverhalten von Spanngliedern in Hüllrohren unter besonderer Berücksichtigung der Sprengwirkung*, RWTH Aachen, Diss., 1984
- [45] HAMPEL, T.: *Experimentelle Analyse des Tragverhaltens von Hochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung*, Technische Universität Dresden, Diss., 2006. – 386 S.
- [46] HARIRI, K.: *Bruchmechanisches Verhalten jungen Beton–Laser-Speckle-Interferometrie und Modellierung der Rißprozeßzone*, TU Braunschweig, Diss., 2000
- [47] HEILMANN, H. G. ; HILSDORF, H. ; FINSTERWALDER, K.: Festigkeit und Verformung von Beton unter Zugspannungen. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 203*. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1969
- [48] HERBERG, W.: *Spannbeton Teil 1*. B. G. Teubner Verlagsgesellschaft, Leipzig, 1960
- [49] HESSHEIMER, M. F. ; DAMERON, R. A.: Containment Integrity Research at Sandia National Laboratories – An Overview / Sandia National Laboratories für U.S. Nuclear Regulatory Commission of Nuclear Regulatory Research. 2006. – Forschungsbericht
- [50] HESSHEIMER, M. F. ; KLAMERUS, E. W. ; LAMBERT, L. D. ; RIGHTLY, G. S.: Overpressurization Test of a 1:4 Scale Prestressed Concrete Containment Vessel Model (NUREG/CR-6810) / Sandia National Laboratories für U.S. Nuclear Regulatory Commission & Nuclear Power Engineering Corporation (Japan). San Diego, 2003. – Forschungsbericht
- [51] HILLERBORG, A. ; MODEER, M. ; PETERSSON, P.-E.: Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. In: *Cement and Concrete Research* 6 (1976), S. 773–782
- [52] HUSSEIN, A.: *Behaviour of high strength concrete under biaxial loading conditions*, Memorial University of Newfoundland, Diss., 1998
- [53] JANOVIC, K. ; KUPFER, H.: Teilweise Vorspannung–Plattenversuche. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 351*. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1984
- [54] JANOVIC, K. ; MÜLLER, H. H. ; KUPFER, H.: Versuche an Dehnkörpern zur Bestimmung des Verlaufes der Rißbreite im Einpreßmörtel und der Umgebung des Spanngliedes / TU München. 1977. – Forschungsbericht
- [55] JULIEN, J. T. ; SCHULTZ, D. M. ; WEINMANN, T. L.: Concrete Containment Structural Element Tests. Volume 1: Half-Thickness Element Tests–Description and Results. / Electric Power Research Institute (EPRI). 1984. – Forschungsbericht

- [56] JULIEN, J. T. ; SCHULTZ, D. M. ; WEINMANN, T. L.: Concrete Containment Structural Element Tests. Volume 2: Half-Thickness Element Tests–Detailed Test Data. / Electric Power Research Institute (EPRI). 1984 (NP-3774). – Forschungsbericht
- [57] KAPLAN, M. F.: Strains and Stresses of Concrete at Initiation of Cracking and near Failure. In: *ACI Journal* 60 (1963), July, S. 853–880
- [58] KEUSER, M. ; PURAINER, R. ; BRUNNER, S. R.: Bauteile aus Stahlbeton unter Zugbeanspruchung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 99 (2004), Nr. 7, S. 552–560
- [59] KÖNIG, G. ; JAHN, M.: Über die verschiedenen Erscheinungsformen der Betonzugfestigkeit und ihre Bedeutung für das Tragverhalten von Massivbauten. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 9 (1983), S. 243–247
- [60] KÖNIG, G. ; JAHN, M.: Über die verschiedenen Erscheinungsformen der Betonzugfestigkeit und ihre Bedeutung für das Tragverhalten von Massivbauten – Fortsetzung und Schluss. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 10 (1983), S. 281–286
- [61] KRELLER, H.: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Last- und Zwangseinwirkung. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton Heft 409*, Beuth Verlag, Berlin, 1990
- [62] KUPFER, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 229*. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1973
- [63] KWAK, H.-G. ; KIM, D.-Y.: Cracking behavior of RC panels subject to biaxial tensile stresses. In: *Computers and Structures* 84 (2006), S. 305–317
- [64] LANGER, Peter: *Verdrehfähigkeit plastizierter Tragwerksbereiche im Stahlbetonbau*, Universität Stuttgart, Diss., 1987
- [65] LAUBE, M.: *Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter*, TU Braunschweig, Diss., 1990
- [66] LEE, S.-K. ; SONG, Y.-C. ; HAN, S.-H.: Biaxial behavior of plain concrete of nuclear containment building. In: *Nuclear Engineering and Design* 227 (2004), S. 143–153
- [67] LEE, S. L. ; MANSUR, M. A. ; TAN, K. H. ; KASIRAJU, K.: Cracking Behavior of concrete tension members reinforced with welded wire fabric. In: *ACI Structural Journal* 84 (1987), S. 481–491
- [68] LEMNITZER, L. ; SCHRÖDER, S. ; CURBACH, M.: Der Einfluss von Querkzug auf die Rissbildung und den Verbund zwischen Beton und Bewehrung in Stahl- und Spannbetoncontainments. Abschlussbericht / Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden. 2011. – Forschungsbericht
- [69] LEMNITZER, L. ; SCHRÖDER, S. ; LINDORF, A. ; CURBACH, M.: Bond behaviour between reinforcing steel and concrete under multiaxial loading conditions in concrete containments. In: *20th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 20)*, Espoo, Finland, 9-14 August 2009, 2009
- [70] LEONHARDT, F.: Crack control in concrete structures. In: *IABSE surveys*, 1977
- [71] LEONHARDT, F.: *Vorlesungen über Massivbau-Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. 3. Auflage*. Springer Verlag, Berlin-Heidelberg-New York, 1984
- [72] LEONHARDT, F.: *Vorlesungen über Massivbau-Teil 5: Spannbeton. 6. Nachdruck*. Springer Verlag, Berlin-Heidelberg-New York, 2004

- [73] LI, Z.: Microcrack characterization in concrete under uniaxial tension. In: *Magazine of Concrete Research* 48 (1996), S. 219–228
- [74] LI, Z. ; SHAH, S.: Localization of Microcracking in Concrete under Uniaxial Tension. In: *ACI Materials Journal* 91 (1994), S. 372–381
- [75] LINK, J.: Eine Formulierung des zweiachialen Verformungs- und Bruchverhaltens von Beton und deren Anwendung auf die wirklichkeitsnahe Berechnung von Stahlbetonplatten. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 270*, 1976
- [76] MACGREGOR, J. G. ; RIZKALLA, S. H. ; SIMMONDS, S. H.: Cracking of Reinforced and Prestressed Concrete Wall Segments / University of Alberta. 1979. – Forschungsbericht
- [77] MAL'COV, K. A. ; PAK, A.: Betonfestigkeit bei mehrachsiger Beanspruchung. In: *Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität Dresden* 17 (1968), Nr. 6, S. 1519–1920
- [78] MARTI, P.: Verbundverhalten von Spanngliedern mit Kunststoff-Hüllrohren. In: *Festschrift zum sechzigsten Geburtstag von Prof. Jörg Schneider*, IBK Publikation SP-001, 1994
- [79] MARTIN, H. ; SCHIESSL, P. ; SCHWARZKOPF, M.: Ableitung eines allgemeingültigen Berechnungsverfahrens für Rißbreiten aus Lastbeanspruchung auf der Grundlage von theoretischen Erkenntnissen und Versuchsergebnissen. In: *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*. Bundesministerium für Verkehr, 1980 (Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik des Bundesministeriums für Verkehr 309), S. 34–66
- [80] MARTIN, H.-D. ; SCHIESSL, P.: Ausziehversuche zur Ermittlung des Zusammenwirkens zwischen Schweißknoten und Verbund bei Baustahlmatten aus KARI-Stahl, Prüfungsbericht Nr. 6112 / TH München. 1969. – Forschungsbericht
- [81] NAWY, E. G. ; ORENSTEIN, G. S.: Crack width control in reinforced concrete two-way slabs. In: *ASCE Journal of the Structural Division* 96 (1970), Nr. 3, S. 701–721
- [82] NELISSEN, L. J. M.: Biaxial testing of normal concrete. In: *Heron* 18 (1972), Nr. 1, S. 1–90
- [83] NEVILLE, A. M.: *Properties of concrete*. Pitman Publishing, 1963
- [84] NGAB, A. S. ; NILSON, A. H. ; SLATE, F. O.: Shrinkage and Creep of High Strength Concrete. In: *ACI Journal* 78 (1981), Nr. 4, S. 255–261
- [85] NGAB, A. S. ; SLATE, F. O. ; NILSON, A. H.: Microcracking and Time-Dependent Strains in High Strength Concrete. In: *ACI Journal* 78 (1981), Nr. 4, S. 262–268
- [86] OOSTVEEN, J. P.: *Tension Stiffening*, Delft University of Technology, Diss., 1987
- [87] PHILLIPS, D. V. ; BINSHEG, Z.: Direct tension tests on notched and un-notched plain concrete specimens. In: *Magazine of Concrete Research* 162 (1993), S. 25–35
- [88] PREUSSER: <http://www.preusser-messtechnik.de/>. 2012
- [89] PURAINER, R.: *Last- und Verformungsverhalten von Stahlbetonflächentragwerken unter zweiachialer Zugbeanspruchung*, Universität der Bundeswehr München, Diss., 2005
- [90] RAISS, M. E. ; DOUGILL, J. W. ; NEWMAN, J. B.: Development of fracture process zones in concrete. In: *Magazine of Concrete Research* 42 (1990), Nr. 153, S. 193–202
- [91] RAMM, W.: Über die faszinierende Geschichte des Betonbaus vom Beginn bis zur Zeit nach dem 2. Weltkrieg. In: *Gebaute Visionen 100 Jahre Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 1907–2007*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2007

- [92] REMMEL, G.: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 444*, Beuth Verlag, Berlin/Köln, 1994
- [93] RITTER, R.: Entwicklung von formgebenden Werkzeugen aus hydraulisch gebundenen Werkstoffen für wirkmedienbasierte Umformverfahren. In: *unveröffentlichte Versuchsergebnisse im Rahmen eines Projektmeetings, TU Dresden*, 2011
- [94] RITTER, R. ; CURBACH, M.: Dehnungsmessung mit unterschiedlichen Messverfahren bei einaxialer Zug- und Druckbeanspruchung von kurzfaserbewehrtem Ultrahochleistungsbeton. In: *6. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen, Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden (kid)*, 2011, S. 57–68
- [95] RIZKALLA, S. H. ; HWANG, L. S. ; SHAHAWI, M. E.: Transverse reinforcement effect on cracking behaviour of R.C. members. In: *Canadian Journal of Civil Engineering* 10 (1983), S. 566–581
- [96] RIZKALLA, S. H. ; SIMMONDS, S. H. ; MACGREGOR, J. G.: Prestressed concrete containment model. In: *ASCE Journal of Structural Engineering* 110 (1984), Nr. 4, S. 730–743
- [97] ROSENTHAL, I. ; GLÜCKLICH, J.: Strength of Plain Concrete Under Biaxial Stress. In: *ACI Journal* 67 (1970), Nr. 11, S. 903–914
- [98] ROSSI, P. ; ULM, J.-F.: Size effects in the biaxial tensile-compressive behaviour of concrete: physical mechanisms and modelling. In: *Materials and Structures* 30 (1997), S. 210–216
- [99] SCHEIDLER, D.: Experimentelle und analytische Untersuchungen zur wirklichkeitsnahen Bestimmung der Bruchschnittgrößen unbewehrter Betonbauteile unter Zugbeanspruchung. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 379*, Ernst & Sohn, Berlin, 1987
- [100] SCHOLZ, U.: *Verhalten von Beton unter mehrachsiger Beanspruchung bei Kurzzeitbelastung*, Technische Universität München, Diss., 1989
- [101] SCHOLZ, U. ; NECHVATAL, D. ; ASCHL, H. ; LINSE, D. ; STÖCKL, S. ; GRASSER, E. ; KUPFER, H.: Versuche zum Verhalten von Beton unter dreiachsiger Kurzzeitbeanspruchung. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 447*. Beuth Verlag, 1995
- [102] SCHRÖDER, G. (.: *Treibsand Gedichte und Aphorismen eines Lebens*. Kiebu-Druck GmbH Greifswald, 2009
- [103] SCHULTZ, D. M. ; JULIEN, J. T. ; RUSSELL, H. G.: Tension tests of concrete containment wall elements. In: *Nuclear Engineering and Design* 77 (1984), Nr. 3, S. 381–391
- [104] SIMMONDS, S. H. ; RIZKALLA, S. H. ; MACGREGOR, J. G.: Tests of Wall Segments From Reactor Containment / University of Alberta. 1979. – Forschungsbericht
- [105] SLATE, F. O. ; NILSON, A. H. ; MARTINEZ, S.: Mechanical Properties of High-Strength Lightweight Concrete. In: *ACI Journal* 83 (1986), Nr. 4, S. 606–613
- [106] SPECK, K.: *Beton unter mehraxialer Beanspruchung*, TU Dresden, Diss., 2008
- [107] SPECK, K.: Nachhaltiges Bauen mit ultrahochfestem Beton. In: *unveröffentlichter Beitrag im Rahmen eines Projektreviews, TU Dresden*, 2011
- [108] STEINWEDEL, A.: Entwicklung radiographischer Untersuchungsmethoden des Verbundverhaltens von Stahl und Beton. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 421*. Beuth Verlag GmbH Berlin, Köln, 1991
- [109] SWADDIWUDHIPONG, S. ; LU, H.-R. ; WEE, T.-H.: Direct tension test and tensile strain capacity of concrete at early age. In: *Cement and Concrete Research* 33 (2003), S. 2077–2084

- [110] TASDEMIR, M. A. ; LYDON, F. D. ; BARR, B. I. G.: The tensile strain capacity of concrete. In: *Magazine of Concrete Research* 48 (1996), S. 211–218
- [111] TASDEMIR, M. A. ; TASDEMIR, C. ; AKYÜZ, S. ; JEFFERSON, A. D. ; LYDON, F. D. ; BARR, B. I. G.: Evaluation of Strains at Peak Stresses in Concrete: A Three-Phase Composite Model Approach. In: *Cement and Concrete Composites* 20 (1998), S. 301–318
- [112] TASUJI, M. E.: *The Behavior of Plain Concrete Subject to Biaxial Stresses*, Cornell University, Ithaca, Diss., 1976
- [113] TASUJI, M. E. ; SLATE, F. O. ; NILSON, A. H.: Stress-Strain Response and Fracture of Concrete in Biaxial Loading. In: *ACI Journal* 75 (1978), Nr. 7, S. 306–312
- [114] TEPFERS, R.: *A Theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars*, Chalmers University of Technology, Göteborg, Diss., 1973
- [115] THORMÄHLEN, U.: *Zum Einfluß von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund auf Rißbildung und Rißbreitenbeschränkung bei teilweise vorgespannten Konstruktionen*, RWTH Aachen, Diss., 1978
- [116] TML: *Strain Gauges*. 8-2, Minami-Ohi 6-Chome, Shinagawa-Ku, Tokyo 140-8560, Japan: Tokyo Sokki Kenkyujo Co., LTD., 2010
- [117] TROST, H. ; CORDES, H. ; THORMÄHLEN, U. ; HAGEN, H.: Teilweise Vorspannung. Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rißbildung und Rißbreitenbeschränkung. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 310*, Ernst & Sohn, Berlin, 1980
- [118] TUE, N. ; KÖNIG, G.: Calculating the mean bond and steel stress in reinforced and prestressed concrete members. In: *Darmstadt Concrete* 6 (1991), S. 77–86
- [119] TUE, N. V.: Zur Spannungsumlagerung im Spannbeton bei der Rißbildung unter statischer und wiederholter Belastung. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 435*, Beuth Verlag, Berlin, 1993
- [120] UCHIDA, T. ; OHMORI, N. ; TAKAHASHI, T. ; WATANABE, S. ; ABE, H. ; AOYAGI, Y.: Behavior of reinforced concrete containment models under the combined action of internal pressure and lateral force. In: *Transactions of the 5th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT), Berlin, 13-17 August 1979*, Bd. J, 1979, S. J4/4
- [121] ULLNER, R.: *Verbundverhalten von Litzenpanngliedern mit nachträglichem Verbund*, ETH Zürich, Diss., 2007
- [122] VANDEWALLE, L.: Theoretical prediction of the ultimate bond strength between a reinforcement bar and concrete. In: *International Conference Bond in Concrete-from research to practice. Proceedings Topics 1, 2. Riga. Latvia. October 15–17 1992*, CEB, 1992, S. 1–1–1–8
- [123] VILE, G. W. D.: The strength of concrete under short-term static biaxial stress. In: *The Structure of Concrete and its behaviour under load, International Conference on the Structure of Concrete, London, 28-30 September 1965*, London, Cement & Concrete Association, 1968
- [124] WELCH, G. B.: Tensile strains in unreinforced concrete beams. In: *Magazine of Concrete Research* 18 (1996), S. 9–18
- [125] ZIELINSKI, Z. A. ; SPIROPOULOS, I.: Experimental study on the uniaxial and biaxial flexural tensile strength of concrete. In: *Canadian Journal of Civil Engineering* 10 (1983), Nr. 1, S. 104–115. – ISSN 03151468 (ISSN)
- [126] ZILCH, K. ; ZEHETMAIER, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg, 2010

A Zweiaxiale Zugfestigkeit von unbewehrtem Beton

A.1 Materialdaten

Tabelle A.1: Materialeigenschaften, Beton C40/50

Serie	Prüfalter [d]	Würfeldruck- festigkeit $f_{c,cube}$ [N/mm ²]	Zylinderdruck- festigkeit $f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit $f_{ct,sp}$ [N/mm ²]	Zentrische Zugfestigkeit f_{ctm} [N/mm ²]	Elastizitäts- modul E_c [N/mm ²]
VS01	28	57,1	48,2	3,4	1,9	34500
		55,9	50,7	3,5	2,1	36400
		60,8	50,3	3,6	1,9	37700
VS02	28	56,6	43,6	3,4	2,3	32400
		50,8	46,5	2,9	2,6	34200
		52,0	43,5	3,3	2,3	33100
VS03	28	60,9	45,4	3,2	2,6	35800
		58,3	44,2	3,2	1,4	34000
		55,0	43,2	3,0	2,4	34300
VS04	28	48,2	47,2	3,5	1,9	36200
		54,1	43,2	2,9	2,1	36100
		55,2	44,6	3,5	2,0	38200
VS06	28	55,3	47,7	3,1	2,2	35700
		58,5	47,3	3,1	2,0	36500
		59,4	48,4	3,5	2,4	35600
VS07	27	55,9	46,4	3,3	1,9	38700
		51,6	47,8	3,1	2,3	38700
		52,7	46,8	3,2	1,8	37300
VS08	28	52,7	46,5	3,4	2,3	36100
		56,1	43,2	3,7	2,1	32800
		52,5	43,3	3,3	2,1	35700
VS09*	27	57,6	45,9	2,9	1,9	35400
		52,0	44,0	3,3	2,3	36500
		50,0	43,7	3,4	1,8	33300
VS10	27	53,8	46,7	2,8	2,0	34000
		50,3	43,3	2,9	2,1	36700
		50,8	42,3	3,0	2,3	30600
VS11	28	49,9	47,7	3,0	2,9	37100
		48,1	46,7	3,1	2,5	39800
		54,9	43,4	3,2	2,9	39000

* Bestimmung der Würfeldruckfestigkeit an Würfeln 10×10×10 cm

Tabelle A.2: Materialeigenschaften, Beton C20/25

Serie	Prüfalter	Würfeldruck- festigkeit $f_{c,cube}$ [N/mm ²]	Zylinderdruck- festigkeit $f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit $f_{ct,sp}$ [N/mm ²]	Zentrische Zugfestigkeit f_{ctm} [N/mm ²]	Elastizitäts- modul E_c [N/mm ²]
VS12	28	22,8	23,5	2,2	2,1	26400
		25,8	24,9	2,2	2,3	32400
		25,6	23,5	2,0	2,3	30400
VS14	28	27,8	24,3	1,8	2,2	29900
		27,8	25,3	2,3	2,3	29000
		27,2	25,0	2,1	2,6	30600
VS16	28	22,6	19,5	1,8	1,6	28600
		24,0	19,0	1,8	1,7	27000
		25,1	21,1	2,2	2,0	27300
VS17	28	24,5	23,9	2,3	2,2	28500
		27,4	23,3	2,1	2,3	27200
		27,1	23,6	2,3	2,4	26700
VS18	28	28,7	24,2	2,2	2,4	27300
		28,8	24,8	2,3	2,2	27000
		29,7	24,3	2,2	2,3	28200
VS19	28	27,8	25,6	2,3	2,3	33400
		27,9	25,6	2,3	2,1	35600
		27,3	22,8	1,8	2,1	35200
VS20	28	26,7	23,0	1,8	2,0	31400
		28,6	23,1	2,0	2,2	28200
		29,4	25,2	2,5	2,0	29900
VS21	28	28,5	26,3	2,4	2,2	30000
		28,1	26,4	2,4	2,2	37900
		29,8	25,7	2,0	2,6	35900

A.2 Geometriedaten

Die Geometriebestimmung erfolgte anhand des in Bild A.1 angegebenen Schemas. Die Dicke wurde an acht Stellen gemessen und gemittelt. Die Messungen wurden vor der DMS-Applikation und dem Kleben der Bürsten durchgeführt.



Bild A.1: Geometriebestimmung zweiaxialer Zugversuche

Tabelle A.3: Geometrie zweiaxiale Zugversuche, Beton C40/50

Versuchs- körper	Dicke [mm]	Kantenlänge				Querschnittsflächen	
		l_1 [mm]	l_2 [mm]	l_3 [mm]	l_4 [mm]	A_1 [mm ²]	A_2 [mm ²]
12-1	51,5	200,0	201,0	200,3	200,7	20698,9	20623,3
12-2	51,1	199,1	201,0	199,4	200,3	20518,8	20400,4
12-3	51,2	199,0	200,2	198,8	199,7	20469,9	20355,5
14-1	52,1	200,1	200,5	200,4	200,4	20877,4	20859,4
14-2	51,4	200,0	199,6	200,5	198,8	20475,1	20557,2
14-3	51,2	200,6	199,7	201,1	199,7	20452,1	20552,6
15-1	51,0	199,6	199,6	199,5	199,8	20349,1	20350,0
15-2	50,8	199,6	199,6	199,5	199,8	20259,2	20237,6
15-3	51,9	199,6	199,6	199,5	199,8	20746,5	20693,9
16-1	52,8	199,3	200,4	200,4	199,7	21130,5	21103,6
16-2	54,3	199,0	200,5	199,6	200,0	22277,8	22165,5
16-3	52,9	198,6	199,5	199,1	199,2	21119,1	21047,2
17-1	51,3	199,2	200,3	198,9	200,0	20549,2	20446,9
17-2	53,3	199,4	200,9	199,2	201,0	21450,7	21254,8
17-3	51,4	199,3	201,3	199,1	201,1	20673,1	20484,9
18-1	52,8	200,1	201,0	200,0	201,2	21200,2	21193,8
18-2	52,1	199,7	202,8	199,5	202,7	21164,4	20829,5
18-3	52,7	199,8	202,1	199,4	202,1	21295,7	21107,4
19-1	51,7	200,8	201,6	200,3	201,8	20875,2	20750,8
19-2	51,0	199,6	199,1	199,5	199,1	20323,5	20361,6
19-3	50,6	200,2	200,6	200,6	199,9	20236,5	20264,6
20-1	51,6	199,8	199,4	199,6	199,6	20607,0	20621,5
20-2	51,3	199,7	199,5	199,7	199,9	20479,0	20470,8
20-3	51,9	200,0	199,5	199,5	199,9	20744,0	20747,2
21-1	50,4	199,9	199,8	199,7	200,4	20161,7	20146,7
21-2	51,3	199,9	199,9	199,8	200,0	20530,2	20505,2
21-3	51,3	200,0	199,5	199,9	199,9	20501,2	20529,0
MW	51,8	199,7	200,3	199,7	200,2	20746,9	20691,1
Maximum	54,3	200,8	202,8	201,1	202,7	22277,8	22165,5
Minimum	50,4	198,6	199,1	198,8	198,8	20161,7	20146,7

Tabelle A.4: Geometrie zweiaxiale Zugversuche, Beton C20/25

Versuchs- körper	Dicke [mm]	Kantenlänge				Querschnittsflächen	
		l_1 [mm]	l_2 [mm]	l_3 [mm]	l_4 [mm]	A_1 [mm ²]	A_2 [mm ²]
1-1	48,2	199,1	199,2	198,7	199,6	19239,7	19200,3
1-2	49,1	200,3	199,3	199,0	200,3	19580,4	19665,9
1-3	49,8	200,0	199,4	199,5	200,3	19871,8	19955,3
2-1	49,7	201,0	201,2	200,9	200,9	19990,3	19956,5
2-2	50,4	201,0	201,0	201,1	201,2	20287,1	20294,8
2-3	49,3	201,5	201,1	201,0	201,2	19841,7	19848,7
3-1	50,9	200,2	200,9	200,6	200,3	20424,8	20394,3
3-2	51,2	200,3	200,2	200,7	200,7	20506,2	20529,7
3-3	50,4	198,6	198,9	198,8	199,5	20070,7	20051,0
4-1	49,8	200,5	201,3	200,6	201,5	20064,2	19976,1
4-2	49,7	200,5	201,3	200,8	201,5	20058,8	19894,4
5-1	50,2	200,8	201,3	200,6	202,0	20222,1	20124,2
5-2	50,4	200,1	202,9	200,7	201,5	20353,2	20186,4
6-1	50,4	199,6	199,6	199,5	199,8	20120,9	20115,8
6-2	50,1	200,0	199,6	199,7	198,8	19950,4	20046,8
7-1	51,0	199,4	200,7	199,0	199,9	20460,4	20318,6
7-2	51,4	200,3	200,8	200,7	201,3	20678,3	20629,5
7-3	51,8	200,5	198,8	200,0	199,9	20658,2	20714,4
8-1	50,2	198,2	198,4	197,9	198,8	19897,4	19911,3
8-2	49,8	195,7	195,8	195,2	195,8	19510,2	19496,0
8-3	50,9	198,8	198,3	199,6	199,1	20251,9	20281,5
9-1	51,4	197,8	196,3	198,6	197,7	20238,5	20381,1
9-2	51,0	194,8	195,7	194,0	196,8	20037,3	19810,4
9-3	50,2	200,2	197,4	199,6	197,9	19861,0	20068,9
10-1	51,5	200,2	201,0	200,9	200,7	20716,3	20645,0
10-2	51,5	200,7	200,3	201,3	199,9	20582,8	20668,6
10-3	50,0	200,8	199,5	199,6	200,4	19940,3	20024,2
11-1	50,9	197,8	198,0	198,2	197,2	20115,3	20147,9
11-2	51,0	199,2	199,6	199,7	199,3	20348,0	20371,0
11-3	49,2	200,6	199,5	199,7	198,5	19570,2	19690,8
MW	50,4	199,6	199,6	199,5	199,7	20114,9	20113,3
Maximum	51,8	201,5	202,9	201,3	202,0	20716,3	20714,4
Minimum	48,2	194,8	195,7	194,0	195,8	19239,7	19200,3

A.3 Einzelergebnisse zweiaxiale Zugversuche

Tabelle A.5: Einzelergebnisse der zweiaxialen Zugversuche, Beton C40/50

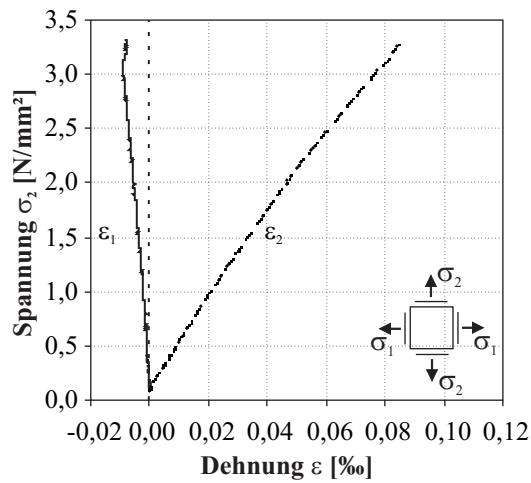
Versuch	Verhältnis $F_1 : F_2$	Kräfte [kN]		Spannungen [N/mm ²]				Dehnung [‰]			
		$F_{1,max}$	$F_{2,max}$	$\sigma_{1;Lin}$	$\sigma_{1;ult}$	$\sigma_{2;Lin}$	$\sigma_{2;ult}$	$\varepsilon_{1;Lin}$	$\varepsilon_{1;ult}$	$\varepsilon_{2;Lin}$	$\varepsilon_{2;ult}$
01-1	1:1	24,13	24,2	1,82	2,43	1,82	2,43	0,040	0,056	0,041	0,057
01-2	1:1	20,31	20,38	1,64	2,12	1,64	2,12	0,040	0,053	0,038	0,050
02-1	1:1	23,39	23,49	1,57	2,31	1,59	2,32	0,039	0,058	0,037	0,054
02-2	1:1	20,63	20,77	1,39	2,07	1,4	2,08	0,036	0,055	0,030	0,044
03-1	1:1	20,45	20,71	1,46	1,99	1,47	2,02	0,082	0,091	0,034	0,047
03-2	1:1	24,75	24,85	1,49	2,43	1,5	2,43	0,074	0,096	0,033	0,057
04-1	1:1	18,35	18,75	1,44	1,9	1,44	1,87	0,035	0,047	0,033	0,043
04-2	1:1	21,55	21,69	1,59	2,16	1,59	2,16	0,039	0,054	0,036	0,048
05-1	1:0	0,99	33,51	0,1	0,1	2,92	3,32	-0,002	0,005	0,054	0,090
05-2	1:0	0,97	32,63	0,1	0,1	2,66	3,24	-0,002	0,006	0,071	0,091
06-1	1:0	0,99	29,73	0,1	0,1	2,43	3,01	-0,002	0,006	0,066	0,087
06-2	1:0	0,99	23,21	0,1	0,1	1,86	2,35	-0,001	0,006	0,050	0,066
07-1	1:0	1,01	27,81	0,1	0,1	2,28	2,73	-0,001	0,006	0,060	0,073
07-2	1:0	0,99	28,87	0,1	0,1	2,42	2,8	-0,001	0,006	0,064	0,076
08-1	1:0,25	6,51	26,01	0,48	0,65	1,94	2,61	0,010	0,018	0,054	0,085
08-2	1:0,25	6,15	24,69	0,47	0,61	1,91	2,44	0,008	0,010	0,053	0,070
08-3	1:0,25	6,87	27,57	0,55	0,71	2,21	2,81	0,011	0,015	0,057	0,076
09-1	1:0,25	5,71	23,19	0,44	0,56	1,79	2,29	0,008	0,009	0,047	0,063
09-2 *	1:0,25										
09-3	1:0,25	5,63	22,45	0,42	0,56	1,72	2,26	0,009	0,013	0,046	0,064
10-1 *	1:0,5										
10-2	1:0,5	11,61	23,31	0,82	1,12	1,67	2,26	0,017	0,022	0,041	0,061
10-3	1:0,5	12,51	25,23	0,95	1,25	1,92	2,53	0,023	0,032	0,051	0,071
11-1	1:0,5	12,85	25,81	0,94	1,28	1,9	2,57	0,022	0,030	0,048	0,066
11-2	1:0,5	12,91	25,87	1,05	1,34	2,1	2,54	0,027	0,036	0,054	0,067
11-3	1:0,5	11,75	23,51	0,85	1,19	1,73	2,4	0,017	0,023	0,044	0,064

* Versagen in der Klebefuge

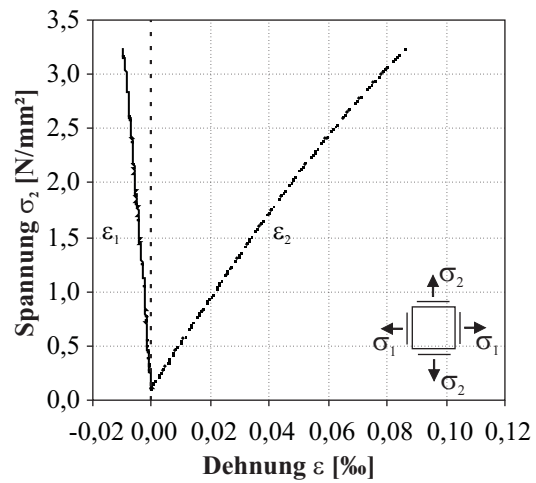
Tabelle A.6: Einzelergebnisse der zweiaxialen Zugversuche, Beton C20/25

Versuch	Verhältnis $f_1 : F_2$	Kräfte [kN]		Spannungen [N/mm ²]				Dehnung [‰]			
		$F_{1,max}$	$F_{2,max}$	$\sigma_{1;Lin}$	$\sigma_{1;ult}$	$\sigma_{2;Lin}$	$\sigma_{2;ult}$	$\varepsilon_{1;Lin}$	$\varepsilon_{1;ult}$	$\varepsilon_{2;Lin}$	$\varepsilon_{2;ult}$
VS12-1	1:1	16,07	16,01	1,12	1,57	1,13	1,58	0,031	0,043	0,031	0,044
VS12-2	1:1	12,87	12,89	0,98	1,25	1	1,44	0,028	0,034	0,032	0,046
VS12-3	1:1	13,79	13,69	0,81	1,33	0,82	1,35	0,024	0,038	0,022	0,036
VS14-1	1:1	15,73	15,73	0,9	1,53	0,92	1,54	0,026	0,042	0,025	0,044
VS14-2	1:1	7,23	7,11	0,41	0,7	0,41	0,7	0,012	0,017	0,015	0,026
VS14-3	1:1	17,57	17,57	1,07	1,69	1,08	1,68	0,030	0,046	0,030	0,048
VS16-1	1:0	0,99	11,43	0,09	0,09	0,96	1,07	0,003	0,005	0,033	0,041
VS16-2	1:0	0,99	11,07	0,09	0,09	0,79	1,02	0,007	0,007	0,024	0,034
VS16-3	1:0	0,99	15,47	0,09	0,09	1,09	1,46	0,001	0,006	0,037	0,049
VS18-1	1:0	0,97	15,87	0,09	0,09	1,16	1,49	0,003	0,006	0,034	0,042
VS18-2	1:0	0,99	19,51	0,09	0,1	1,46	1,85	0,002	0,006	0,045	0,056
VS18-3	1:0	0,99	19,55	0,09	0,09	1,45	1,83	0,002	0,006	0,042	0,053
VS17-1	1:0,25	3,45	9,99	0,18	0,23	0,74	0,91	0,006	0,006	0,023	0,033
VS17-2	1:0,25	4,69	16,17	0,25	0,39	1,01	1,57	0,007	0,009	0,031	0,050
VS17-3	1:0,25	5,75	20,19	0,3	0,49	1,18	1,95	0,009	0,011	0,035	0,060
VS19-1	1:0,25	3,33	13,01	0,29	0,32	1,15	1,25	0,008	0,008	0,033	0,039
VS19-2	1:0,25	5,05	20,17	0,32	0,5	1,29	1,98	0,007	0,008	0,039	0,061
VS19-3	1:0,25	4,41	17,73	0,33	0,44	1,31	1,75	0,009	0,011	0,038	0,052
VS20-1	1:0,5	10,35	20,73	0,67	1	1,34	2,01	0,019	0,029	0,040	0,062
VS20-2	1:0,5	8,77	17,55	0,57	0,86	1,14	1,71	0,016	0,021	0,035	0,054
VS20-3	1:0,5	9,67	19,33	0,68	0,93	1,36	1,86	0,018	0,022	0,038	0,052
VS21-1	1:0,5	11,59	23,23	0,7	1,15	1,4	2,3	0,019	0,027	0,038	0,060
VS21-2	1:0,5	11,13	22,23	0,79	1,09	1,59	2,17	0,022	0,030	0,046	0,065
VS21-3	1:0,5	7,77	15,69	0,55	0,76	1,11	1,53	0,016	0,021	0,032	0,046

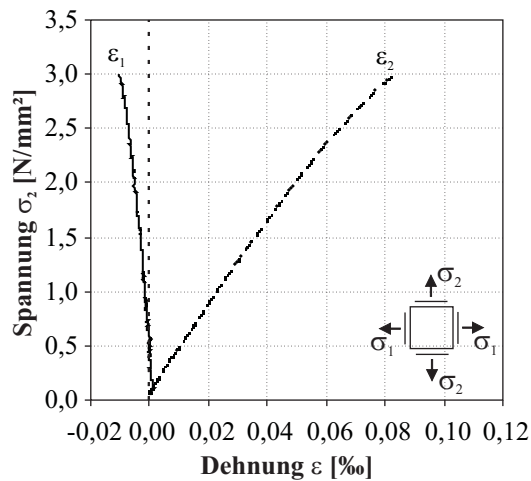
A.4 Spannungs-Dehnungs-Linien Beton C40/50, Einzeldarstellungen



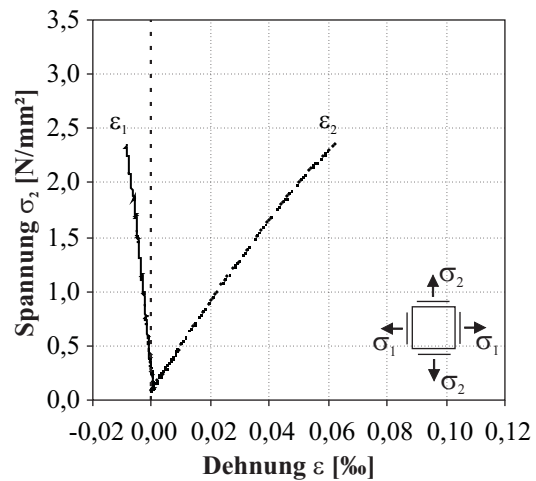
a) Spannungs-Dehnungs-Linie VS05_01



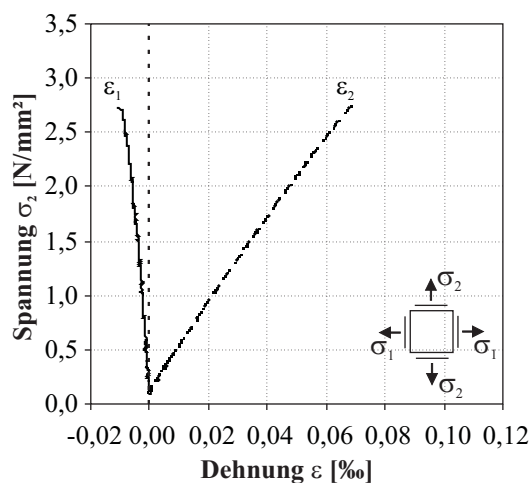
b) Spannungs-Dehnungs-Linie VS05_02



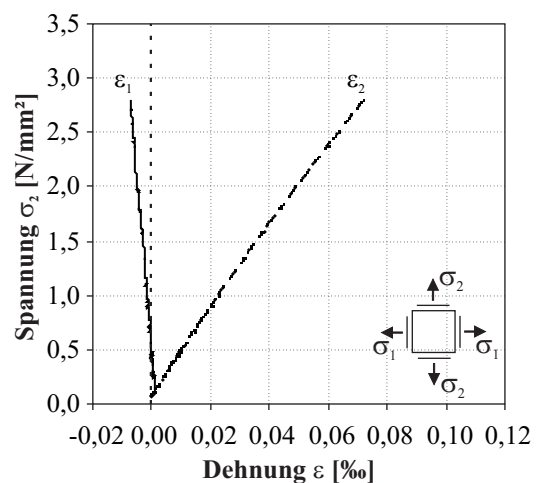
c) Spannungs-Dehnungs-Linie VS06_01



d) Spannungs-Dehnungs-Linie VS06_02

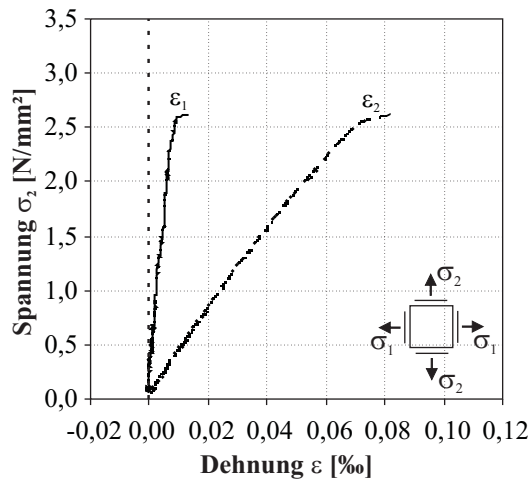


e) Spannungs-Dehnungs-Linie VS07_01

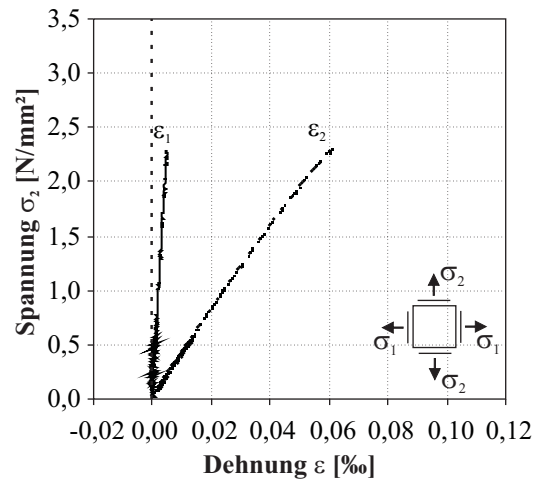


f) Spannungs-Dehnungs-Linie VS07_02

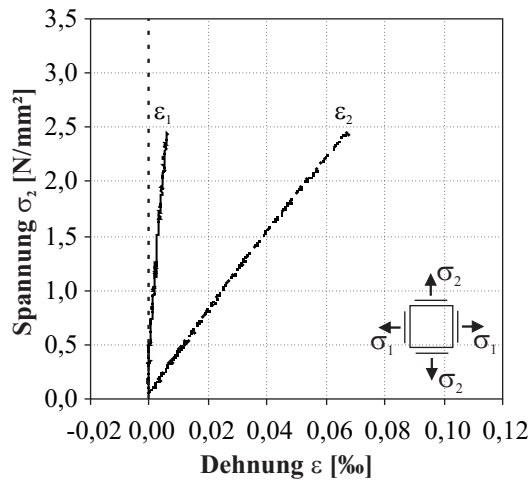
Bild A.2: Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1 = 1:0$



a) Spannungs-Dehnungs-Linie VS08_01



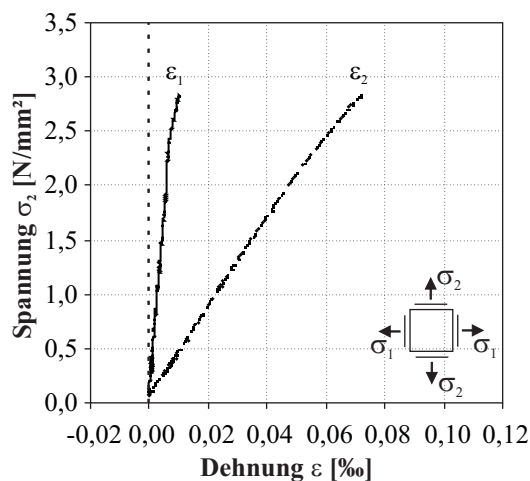
d) Spannungs-Dehnungs-Linie VS09_01



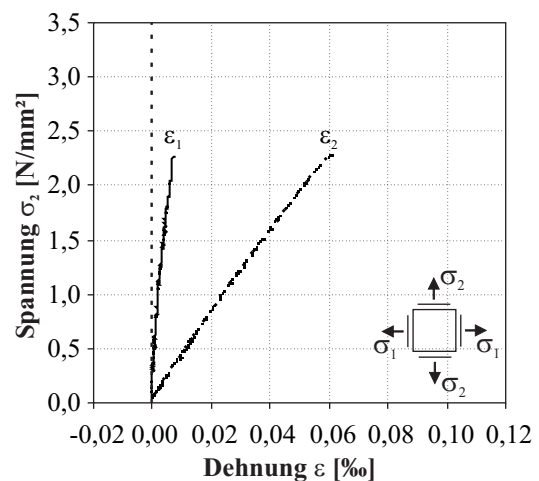
b) Spannungs-Dehnungs-Linie VS08_02

Bleibt frei!

d) Spannungs-Dehnungs-Linie VS09_02



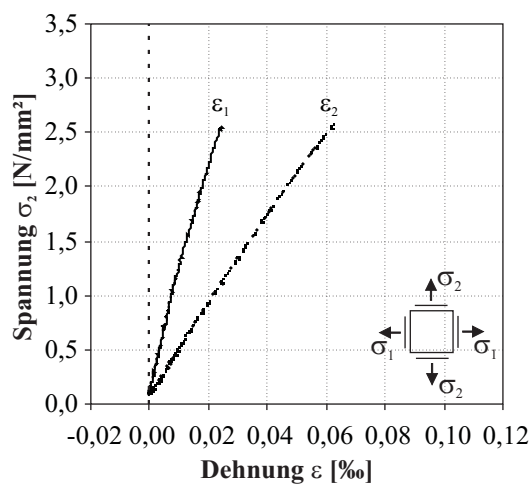
c) Spannungs-Dehnungs-Linie VS08_03



e) Spannungs-Dehnungs-Linie VS09_03

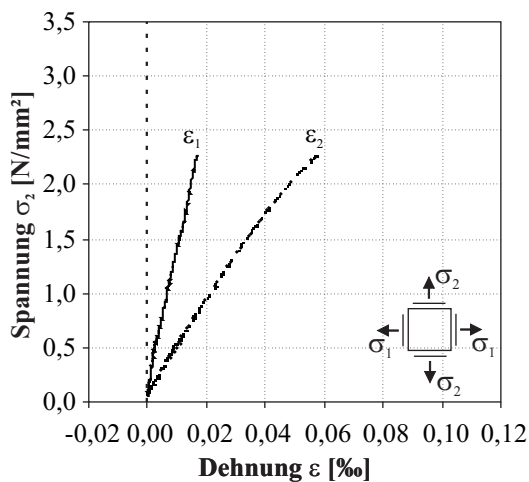
Bild A.3: Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1 = 1:0,25$

Bleibt frei!

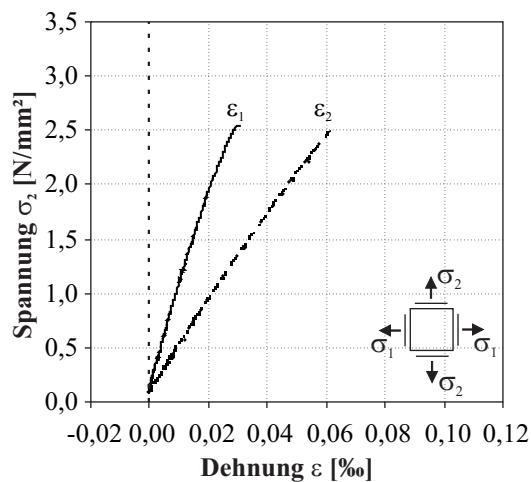


a) Spannungs-Dehnungs-Linie VS10_01

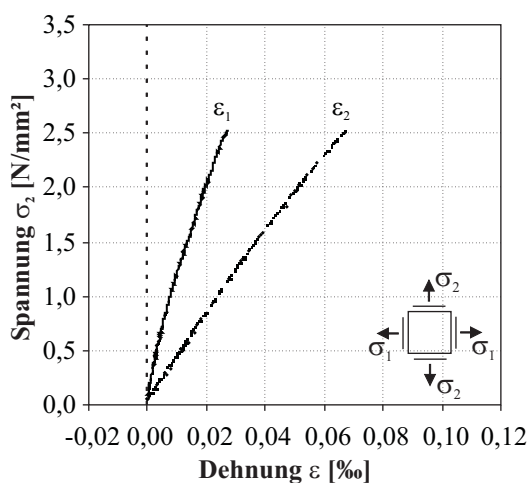
c) Spannungs-Dehnungs-Linie VS11_01



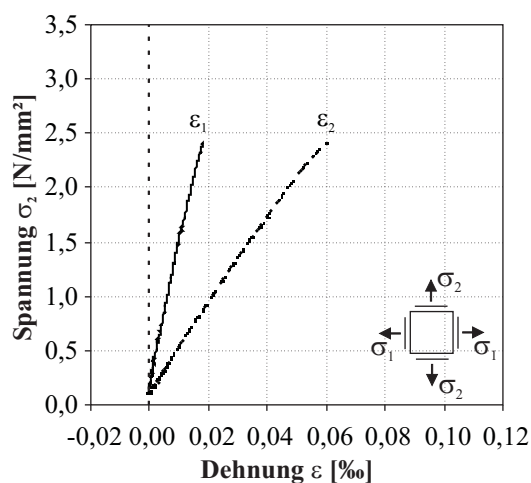
b) Spannungs-Dehnungs-Linie VS10_02



d) Spannungs-Dehnungs-Linie VS11_02

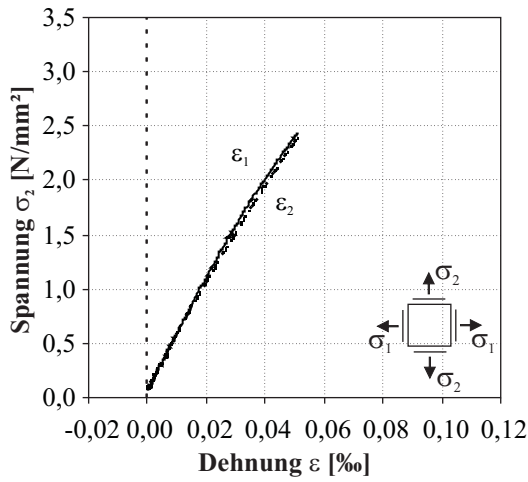


b) Spannungs-Dehnungs-Linie VS10_03

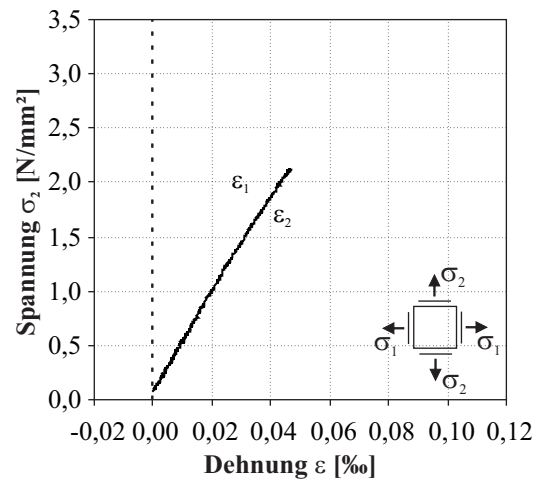


e) Spannungs-Dehnungs-Linie VS11_03

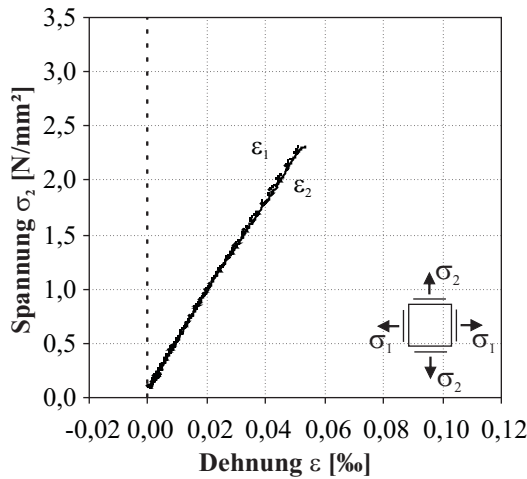
Bild A.4: Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1 = 1:0,5$



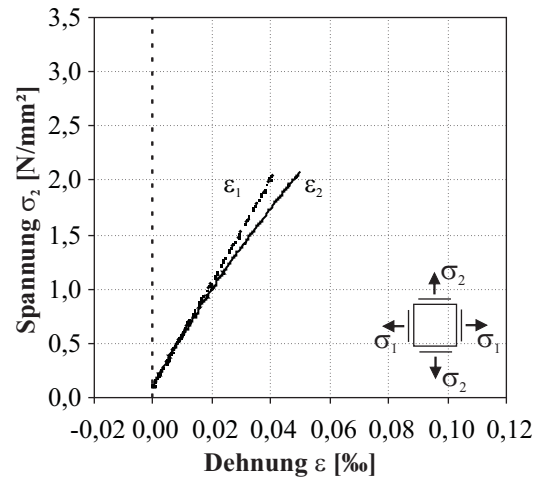
a) Spannungs-Dehnungs-Linie VS01_01



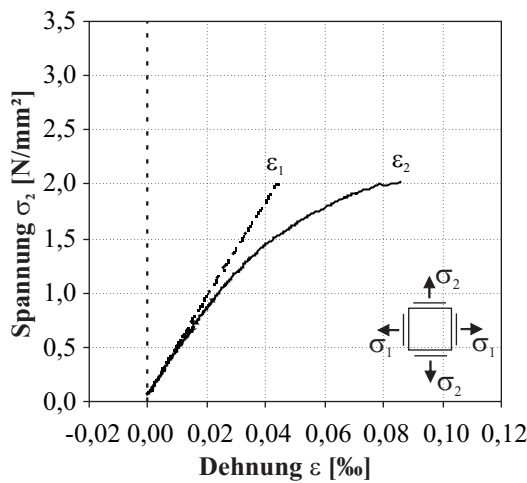
b) Spannungs-Dehnungs-Linie VS01_02



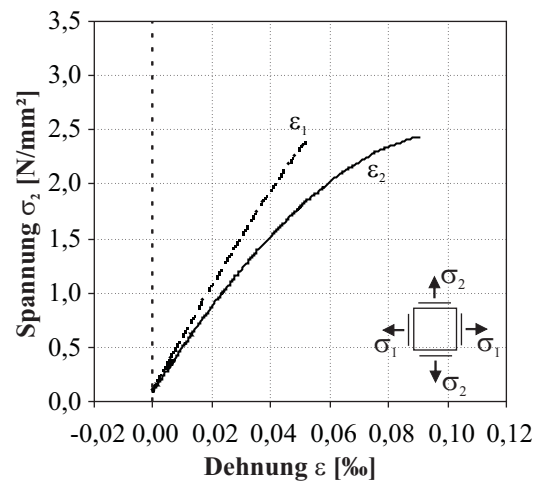
c) Spannungs-Dehnungs-Linie VS02_01



d) Spannungs-Dehnungs-Linie VS02_02

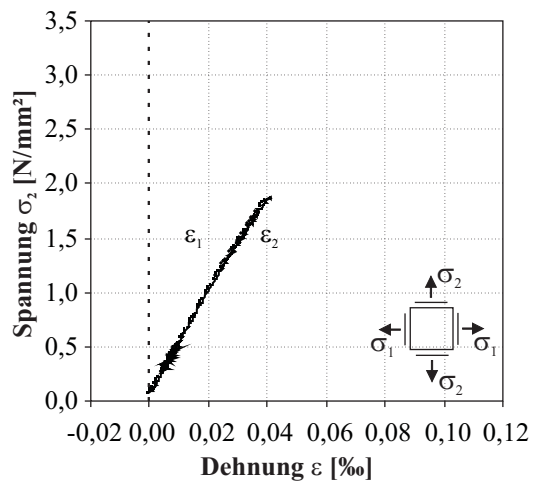


e) Spannungs-Dehnungs-Linie VS03_01

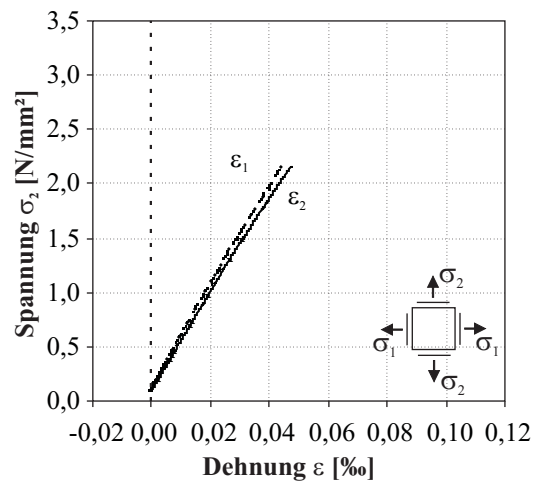


f) Spannungs-Dehnungs-Linie VS03_02

Bild A.5: Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1 = 1:1$



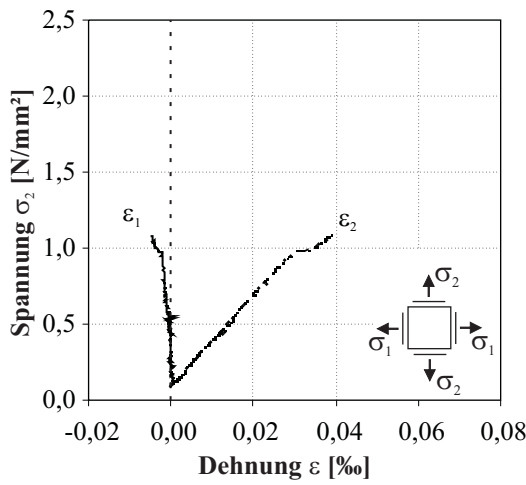
g) Spannungs-Dehnungs-Linie VS04_01



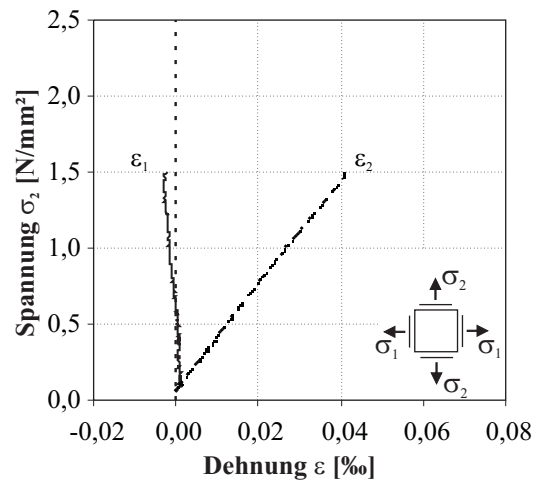
h) Spannungs-Dehnungs-Linie VS04_02

Bild A.6: Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1 = 1:1$

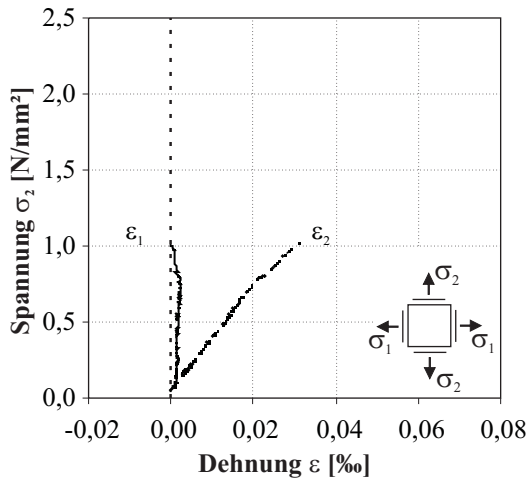
A.5 Spannungs-Dehnungs-Linien Beton C20/25, Einzeldarstellungen



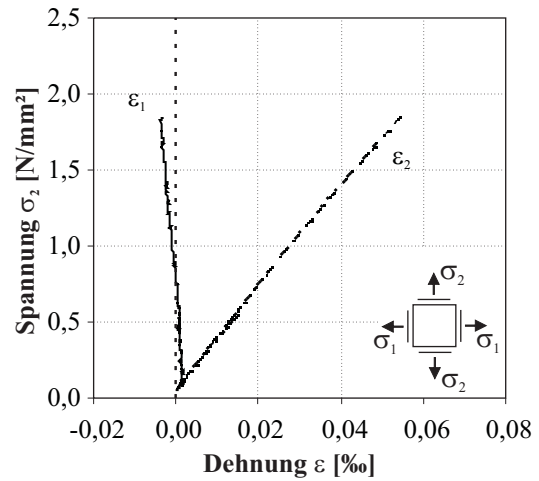
a) Spannungs-Dehnungs-Linie VS16_01



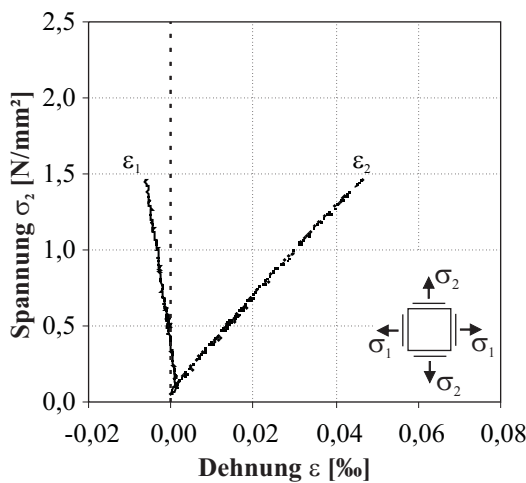
d) Spannungs-Dehnungs-Linie VS18_01



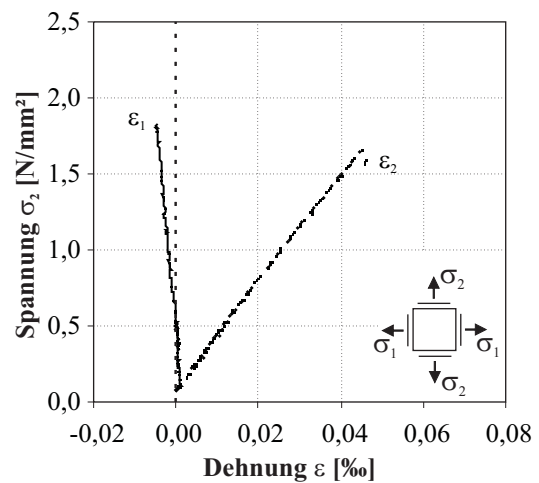
b) Spannungs-Dehnungs-Linie VS16_02



e) Spannungs-Dehnungs-Linie VS18_02

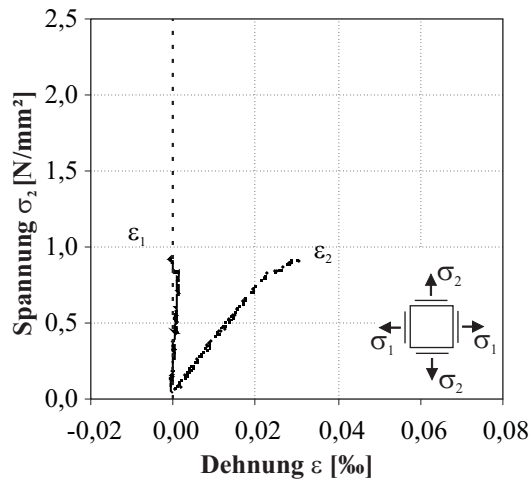


c) Spannungs-Dehnungs-Linie VS16_03

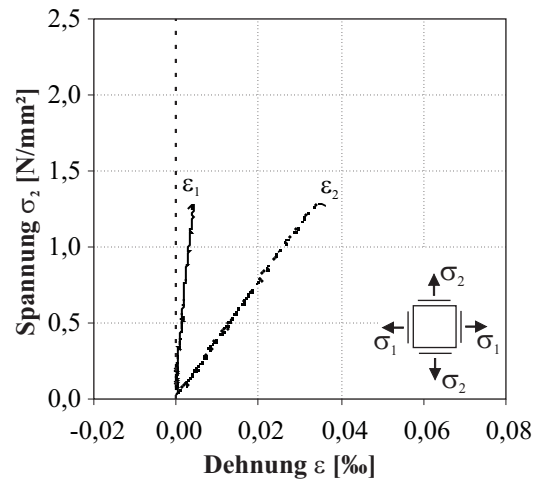


f) Spannungs-Dehnungs-Linie VS18_03

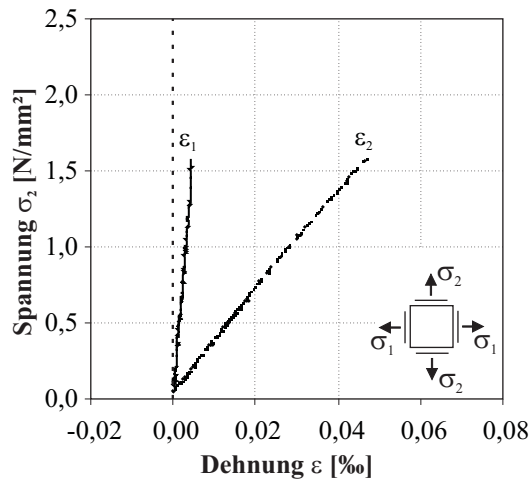
Bild A.7: Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1 = 1:0$



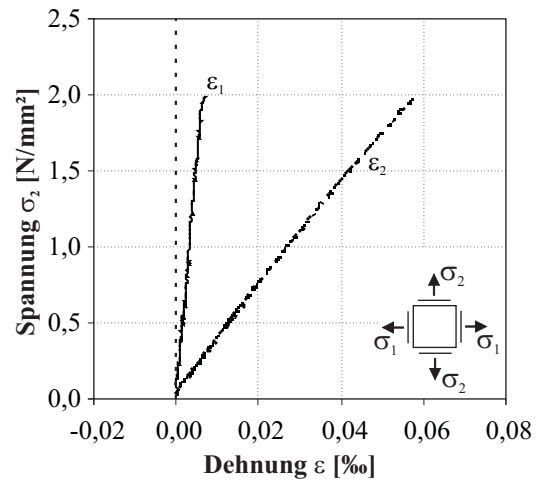
a) Spannungs-Dehnungs-Linie VS17_01



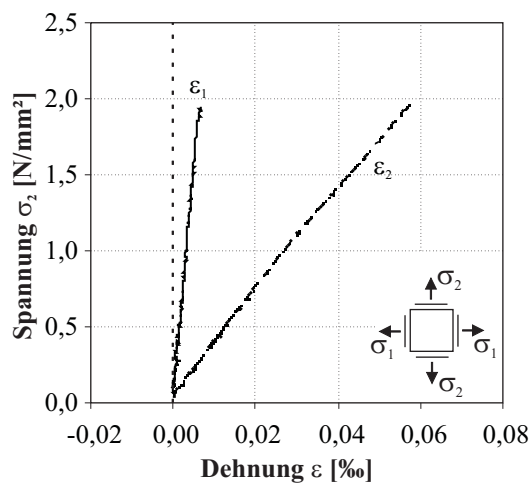
d) Spannungs-Dehnungs-Linie VS19_01



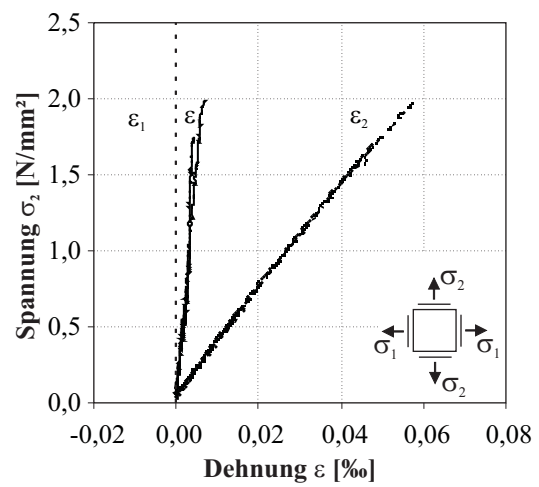
b) Spannungs-Dehnungs-Linie VS17_02



e) Spannungs-Dehnungs-Linie VS19_02

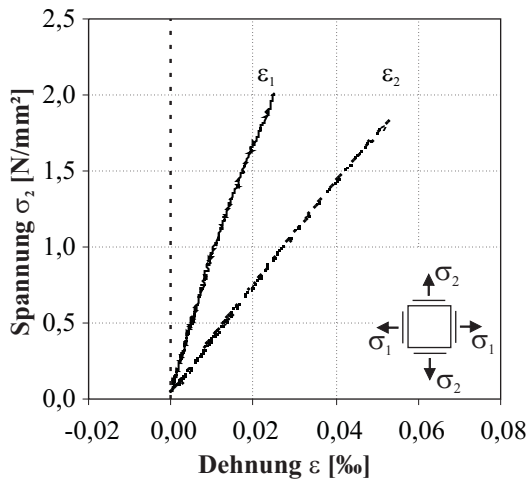


c) Spannungs-Dehnungs-Linie VS17_03

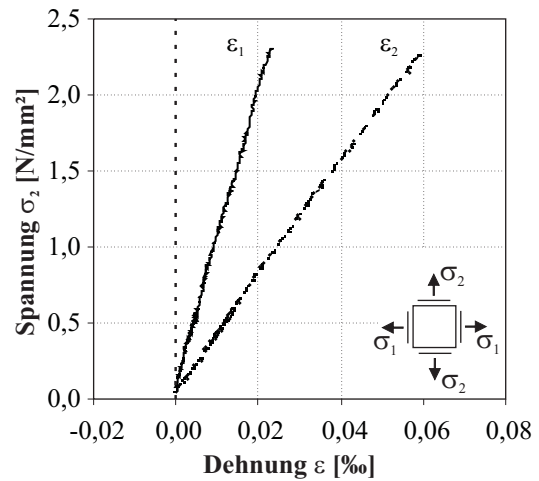


f) Spannungs-Dehnungs-Linie VS19_03

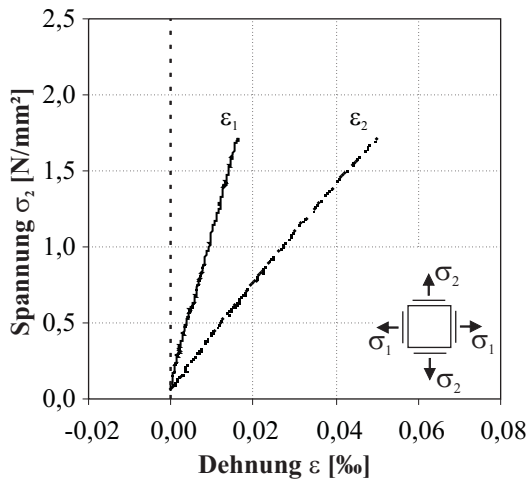
Bild A.8: Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1 = 1:0,25$



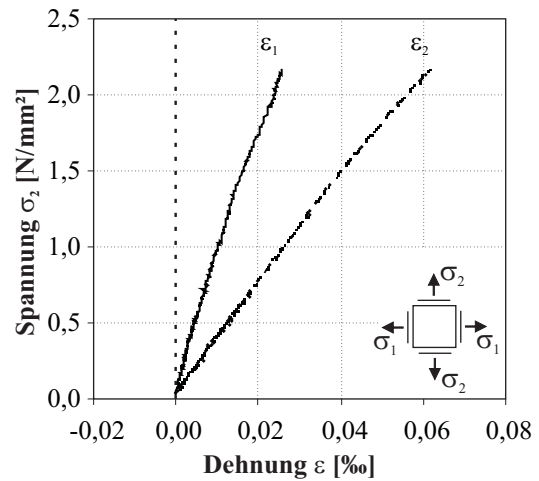
a) Spannungs-Dehnungs-Linie VS20_01



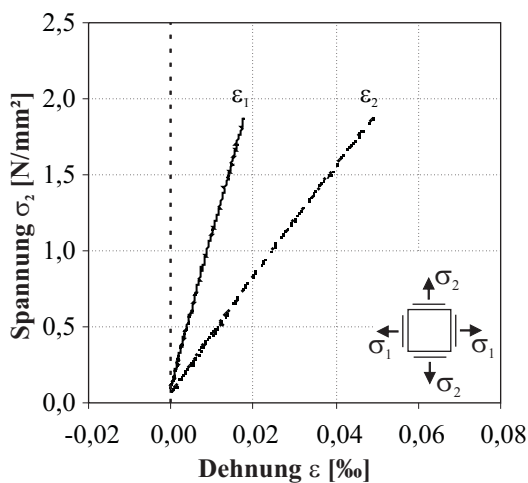
d) Spannungs-Dehnungs-Linie VS21_01



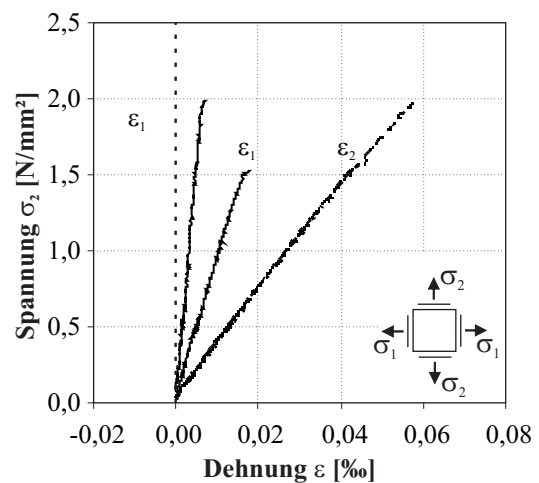
b) Spannungs-Dehnungs-Linie VS20_02



e) Spannungs-Dehnungs-Linie VS21_02

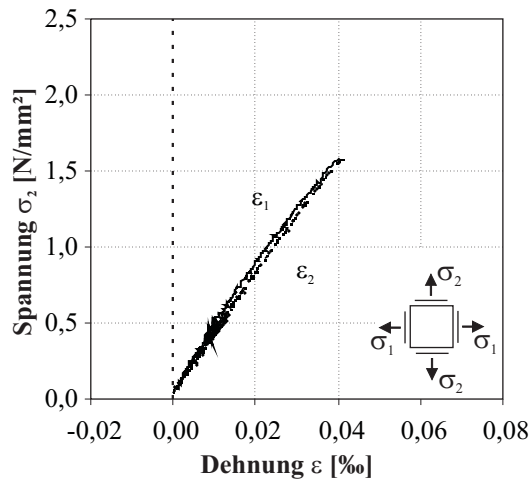


c) Spannungs-Dehnungs-Linie VS20_03

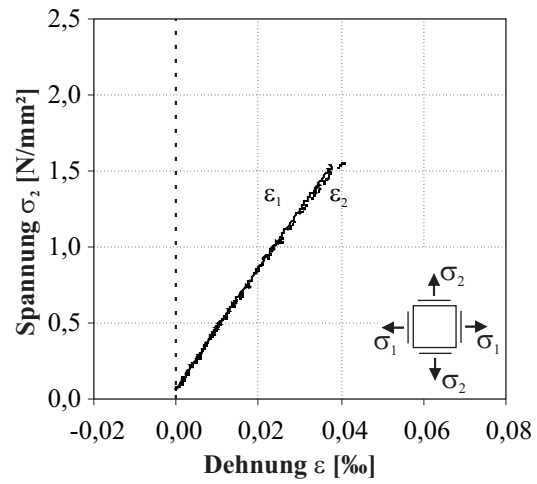


f) Spannungs-Dehnungs-Linie VS21_03

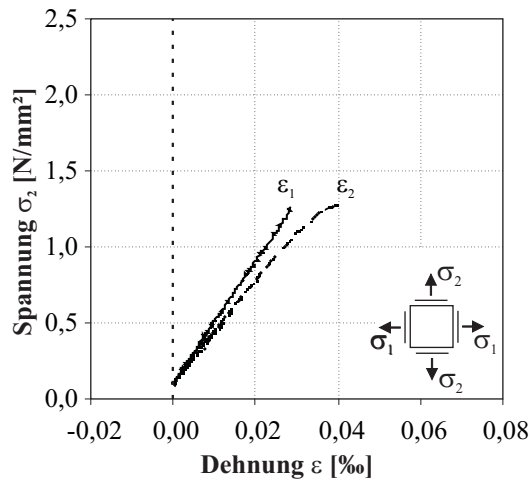
Bild A.9: Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1 = 1:0,5$



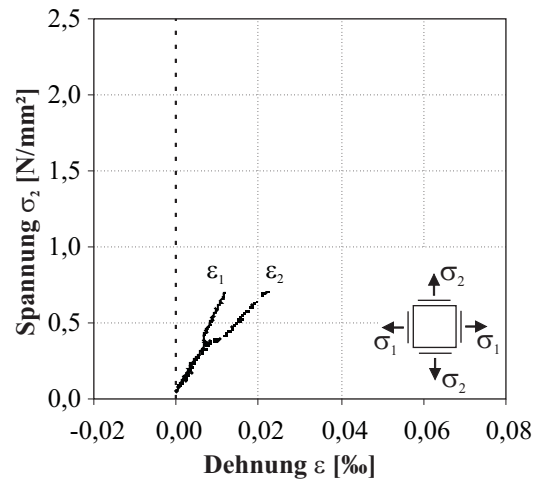
a) Spannungs-Dehnungs-Linie VS12_01



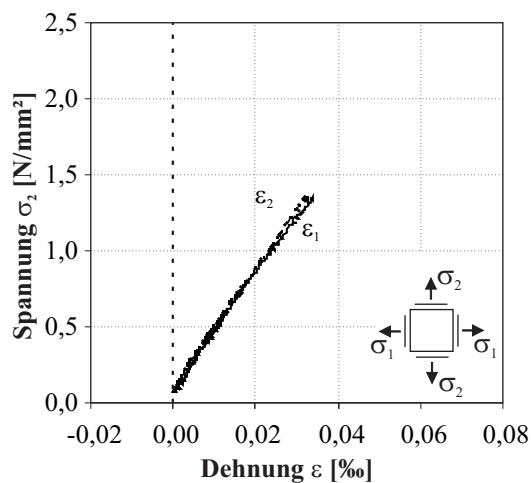
d) Spannungs-Dehnungs-Linie VS14_01



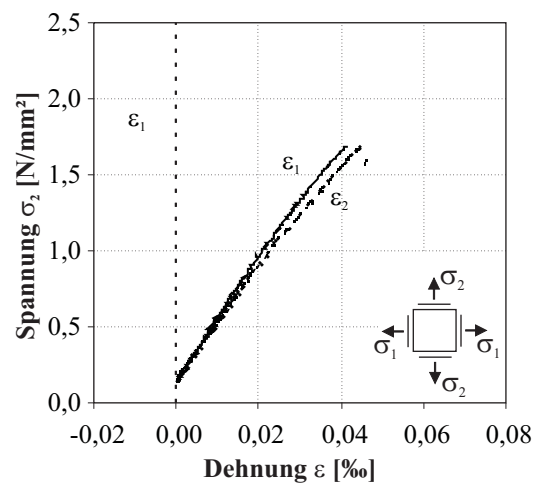
b) Spannungs-Dehnungs-Linie VS12_02



e) Spannungs-Dehnungs-Linie VS14_02



c) Spannungs-Dehnungs-Linie VS12_03



f) Spannungs-Dehnungs-Linie VS14_03

Bild A.10: Spannungsverhältnis $\sigma_2 : \sigma_1 = 1:1$

B.1 Darstellung des Versuchskörpers

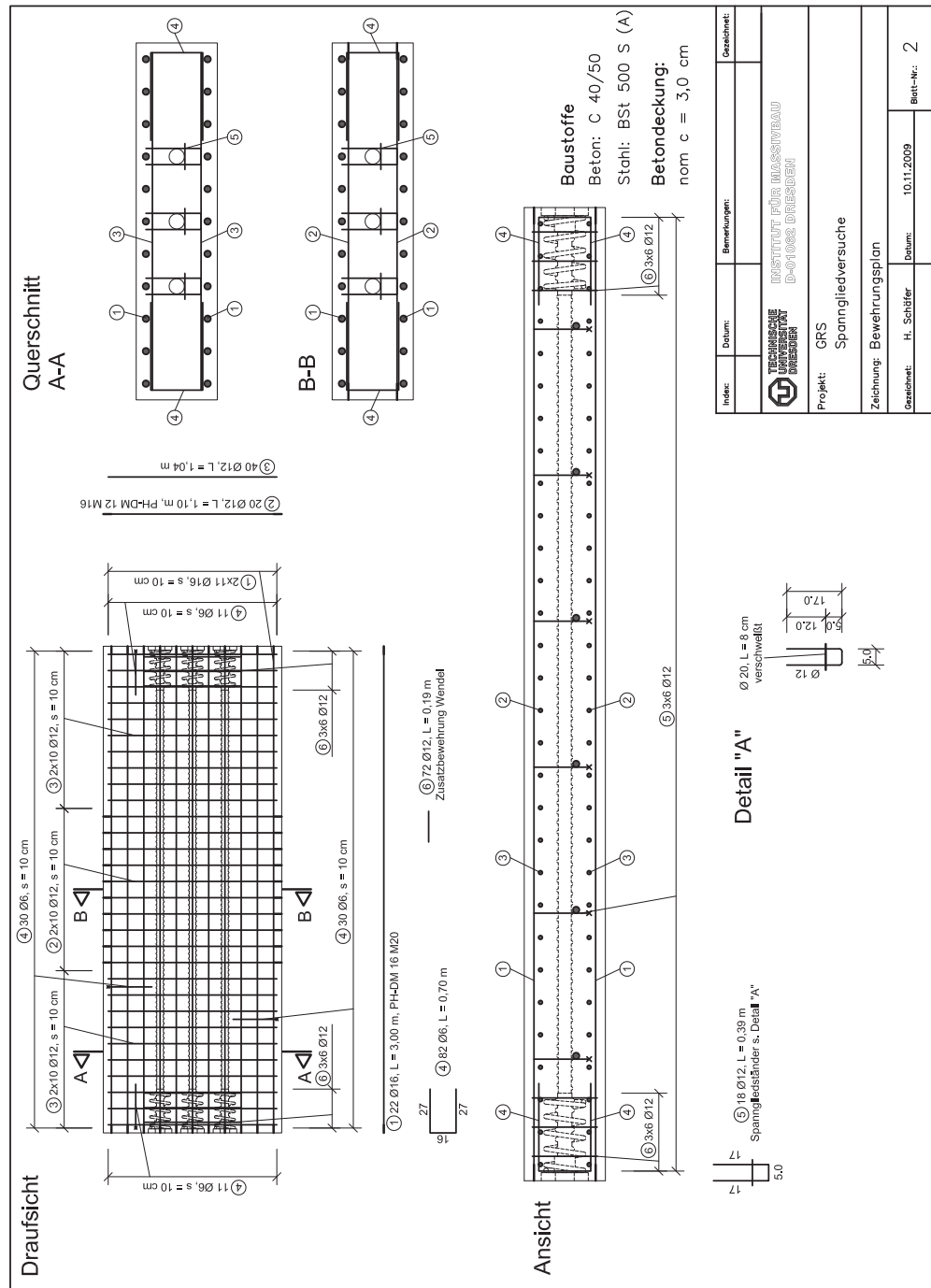


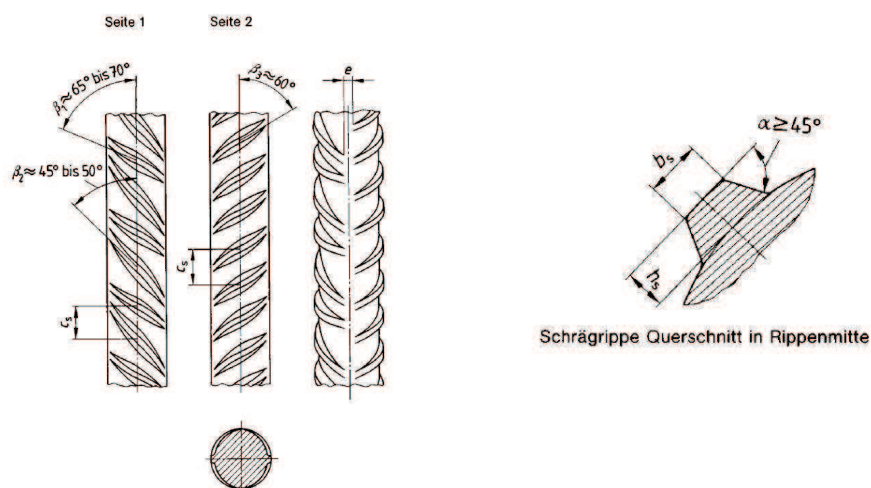
Bild B.1: Bewehrungsplan zweiaxiale Zugversuche an Stahl- und Spannbetonscheiben

Tabelle B.1: Mittelwerte der Bauteilgeometrie

Betonklasse	Versuch	Länge [cm]	Breite [cm]	Dicke [cm]
C40/50	1	299,4	109,7	25,1
	2	300,1	109,9	25,2
	3	300,0	110,0	25,2
	4	300,4	109,9	25,2
	5	300,0	110,1	24,9
	6	300,1	109,9	25,1
	11	300,0	110,0	25,2
	12	300,1	110,3	25,3
C20/50	7	299,9	110,0	25,2
	8	299,2	109,7	25,3
	9	300,0	110,1	25,2
	10	300,0	110,0	25,3

B.2 Materialdaten

B.2.1 Betonstahl

**Bild B.2:** Definitionen am Betonstahl nach DIN 488 T2 [1]**Tabelle B.2:** Oberflächegeometrie Betonstahl

Nenn-Ø [mm]	Reihe	$h_{s,m}$ [mm]	$h_{s,1/4}$ [mm]	$h_{s,3/4}$ [mm]	c_s [mm]	α [°]	β_1 [°]	β_2 [°]	β_3 [°]	b_s [mm]	e [mm]	f_R [-]	A_s [mm ²]
12	1	0,97	0,70	0,62	6,5	44	70	51	60	1,4	3,9	0,072	111,60
	2	0,83	0,70	0,51	6,4	46				1,5	3,1		
16	1	1,18	0,81	0,71	8,8	45	64	48	55	1,3	5,3	0,064	194,29
	2	0,99	0,87	0,79	8,9	51				2,2	4,9		

Tabelle B.3: Materialeigenschaften Betonstahl

Nenn-Ø [mm]	E - Modul [N/mm ²]	$R_{p,0.2}$ [N/mm ²]	R_m [N/mm ²]	ε_{R_m} [%]	ε_{Bruch} [%]
12	198.388	526,2	622,4	12,5	16,7
16	188.528	574,3	662,4	10,4	15,9

B.2.2 Spannstahl

Tabelle B.4: Materialeigenschaften Spannstahl gemäß Zulassung [10]

Spannglied	Litze [mm ²]	Querschnitt [mm ²]	E_p [N/mm ²]	$f_{p,0.2}$ [N/mm ²]	f_p [N/mm ²]
Typ 6-3	3×150	450	195.000	1570	1770

B.2.3 Beton

Tabelle B.5: Festbetoneigenschaften Beton C40/50, Einzelwerte

Serie	Prüfalter [d]	Würfeldruck- festigkeit $f_{c,cube}$ [N/mm ²]	Zylinderdruck- festigkeit $f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	Spaltzug- festigkeit $f_{ct,sp}$ [N/mm ²]	Elastizitäts- modul E_c [N/mm ²]
VS01	28	53,0	49,6	3,8	34000
		51,9	49,9	2,9	34000
		50,5	49,8	3,4	32000
VS02	28	48,0	45,8	3,2	28100
		47,9	45,1	3,3	32400
		47,0	43,3	3,3	31200
VS03	28	46,5	43,5	2,8	29900
		48,0	43,1	2,9	32700
		46,4	42,0	2,7	33100
VS04	28	50,1	42,2	2,9	30300
		50,7	40,1	2,7	32200
		47,2	72,7	3,1	30200
VS05	28	52,2	43,4	2,8	30500
		53,5	43,9	3,2	32500
		49,2	44,7	3,0	29700
		51,6	44,0	3,0	30900
VS06	28	43,6	36,9	2,8	33400
		43,3	34,1	2,6	31100
		42,6	35,8	3,0	28900
		43,2	35,6	2,8	31100
VS11	28	42,1	35,4	2,7	31900
		37,5	35,6	2,7	31100
		44,5	37,1	2,9	26300
VS12	28	39,3	32,5	2,6	29200
		44,1	34,6	2,8	29500
		40,3	34,6	2,5	28000

Tabelle B.6: Festbetoneigenschaften Beton C20/25, Einzelwerte

Serie	Prüfalter	Würfeldruck- festigkeit	Zylinderdruck- festigkeit	Spaltzug- festigkeit	Elastizitäts- modul
	[d]	$f_{c,cube}$ [N/mm ²]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{ct,sp}$ [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]
VS07	28	34,2	29,3	2,2	29700
		34,9	33,1	2,8	31200
		33,9	29,2	2,4	27100
VS08	28	30,8	28,5	2,1	27100
		30,9	25,9	2,3	27700
		30,1	29,3	2,1	29900
VS09	28	28,8	27,8	2,1	27400
		27,9	29,1	2,1	26700
		27,2	28,6	2,5	24900
VS10	28	30,0	29,6	2,3	29200
		31,1	29,3	2,2	30500
		32,3	29,3	2,4	25600
		31,1	29,4	2,3	28400

B.2.4 Verpressmörtel

Tabelle B.7: Materialeigenschaften Verpressmörtel

Versuch	Prüfalter	Druck- festigkeit	Biegezug- festigkeit	Dichte
	[d]	f_c [N/mm ²]	$f_{ct,fl}$ [N/mm ²]	ρ [kg/dm ³]
VS01*	28	54,5	2,5	1,9
VS02	28	56,8	1,7	1,9
		61,7	2,0	1,9
		59,6	1,9	1,4
VS03	28	52,6	2,3	1,8
		55,4	5,9	1,8
		48,7	2,4	1,8
VS04	28	54,1	8,3	1,9
		56,6	9,6	1,9
		55,9	6,6	1,9
VS05	28	56,4	2,2	1,9
		51,0	2,9	1,9
		54,4	2,0	1,9
VS06	28	61,1	1,9	1,9
		59,0	1,9	1,9
		59,9	1,9	1,9
VS07	28	63,0	2,8	1,9
		65,6	1,3	1,9
		62,4	-**	1,9
VS08	28	51,7	1,8	1,8
		50,4	2,5	1,8
		51,2	2,4	1,8
VS09	28	51,5	1,6	1,8
		51,3	1,7	1,8
		-**	-**	-**
VS10	28	56,6	1,8	1,8
		54,9	3,0	1,9
		56,3	1,7	1,8
VS11	28	46,9	1,6	1,8
		48,0	1,9	1,8
		43,6	1,8	1,8
VS12	28	50,1	1,7	1,8
		46,6	1,3	1,8
		50,4	1,1	1,8

* es liegen nur Mittelwerte vor

** kein dritter Prüfkörper

B.3 Anordnung der Messstellen

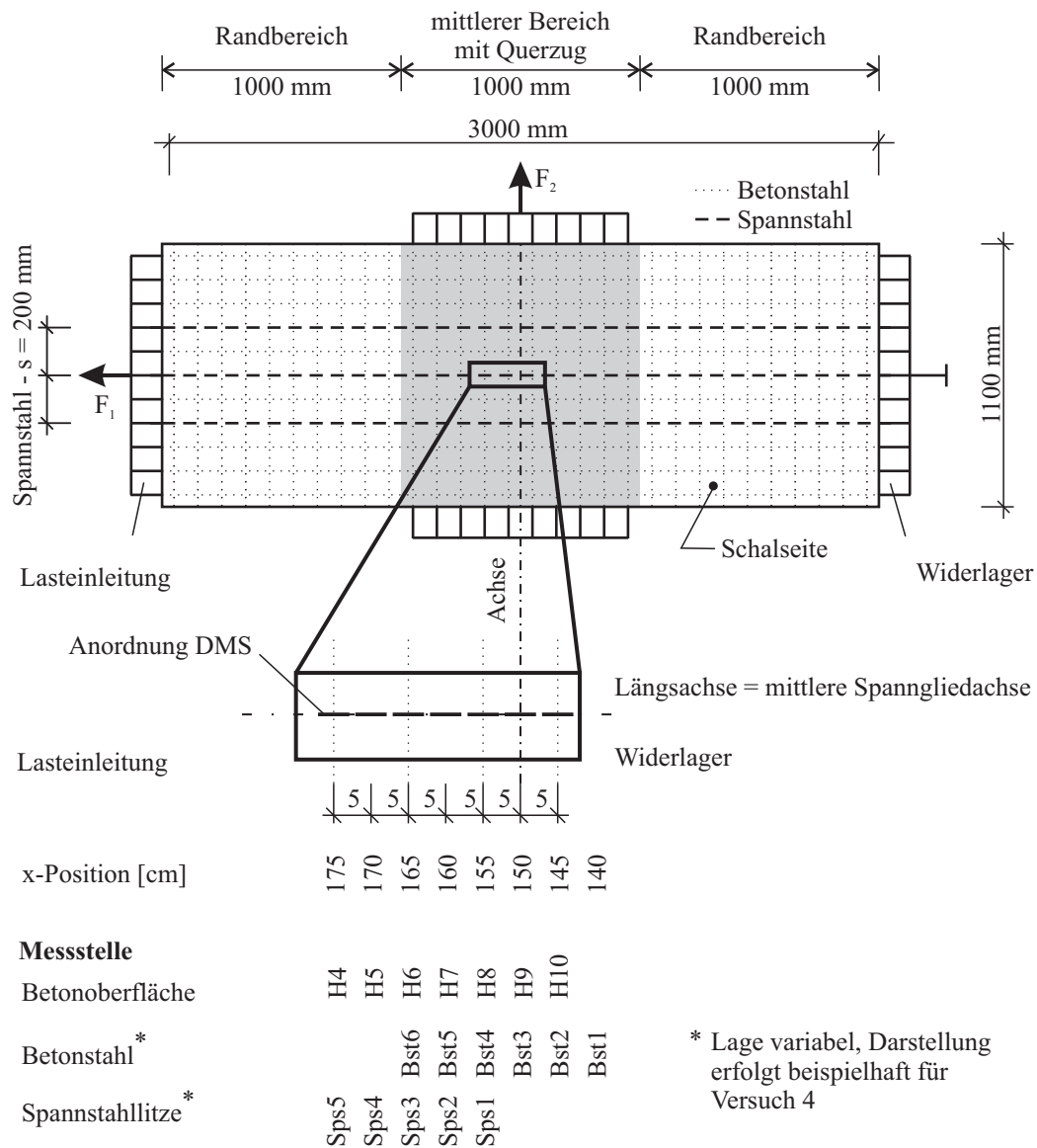


Bild B.3: Messstellen für zweiaxiale Zugversuche an Stahl- und Spannbetonscheiben

Tabelle B.8: Zuordnung der Messstellen Bauteilversuche

Beton	Versuch	Messstelle		x-Position, am Widerlager beginnend							
		DMS	135	140	145	150	155	160	165	170	175
C40/50	4	Beton			H10	H9	H8	H7	H6	H5	H4
		BSt		BSt1	BSt2	BSt3	BSt4	BSt5	BSt6		
		SSt					Sps1	Sps2	Sps3	Sps4	Sps5
	5	Beton			H10	H9	H8	H7	H6	H5	H4
		BSt		BSt1	BSt2	BSt3	BSt4	BSt5	BSt6		
		SSt				Sps1	Sps2	Sps3	Sps4	Sps5	
	6	Beton			H10	H9	H8	H7	H6	H5	H4
		BSt		BSt1	BSt2	BSt3	BSt4	BSt5	BSt6		
		SSt		Sps1	Sps2	Sps3	Sps4	Sps5			
	11	Beton			H10	H9	H8	H7	H6	H5	H4
		BSt		BSt1	BSt2	BSt3	BSt4	BSt5	BSt6		
		SSt			Sps1	Sps2	Sps3	Sps4	Sps5		
	12	Beton			H10	H9	H8	H7	H6	H5	H4
		BSt		BSt1	BSt2	BSt3	BSt4	BSt5	BSt6		
		SSt			Sps1	Sps2	Sps3	Sps4	Sps5		
C20/25	7	Beton			H10	H9	H8	H7	H6	H5	H4
		BSt		BSt1	BSt2	BSt3	BSt4	BSt5	BSt6		
		SSt		Sps1	Sps2	Sps3	Sps4	Sps5			
	8	Beton			H10	H9	H8	H7	H6	H5	H4
		BSt	BSt6	BSt5	BSt4	BSt3	BSt2	BSt1			
		SSt		Sps1	Sps2	Sps3	Sps4	Sps5			
	9	Beton			H10	H9	H8	H7	H6	H5	H4
		BSt		BSt1	BSt2	BSt3	BSt4	BSt5	BSt6		
		SSt		Sps1	Sps2	Sps3	Sps4	Sps5			
	10	Beton			H10	H9	H8	H7	H6	H5	H4
		BSt		BSt1	BSt2	BSt3	BSt4	BSt5	BSt6		
		SSt		Sps1	Sps2	Sps3	Sps4	Sps5			

B.4 Rissbilder

Nachfolgend gelten die Abkürzungen:

- MW – Mittelwert aller Rissabstände
- MW QZ – Mittelwert aller Rissabstände im Querschnittsbereich
- MW RBL – Mittelwert aller Rissabstände im linken Randbereich
- MW RBR – Mittelwert aller Rissabstände im rechten Randbereich

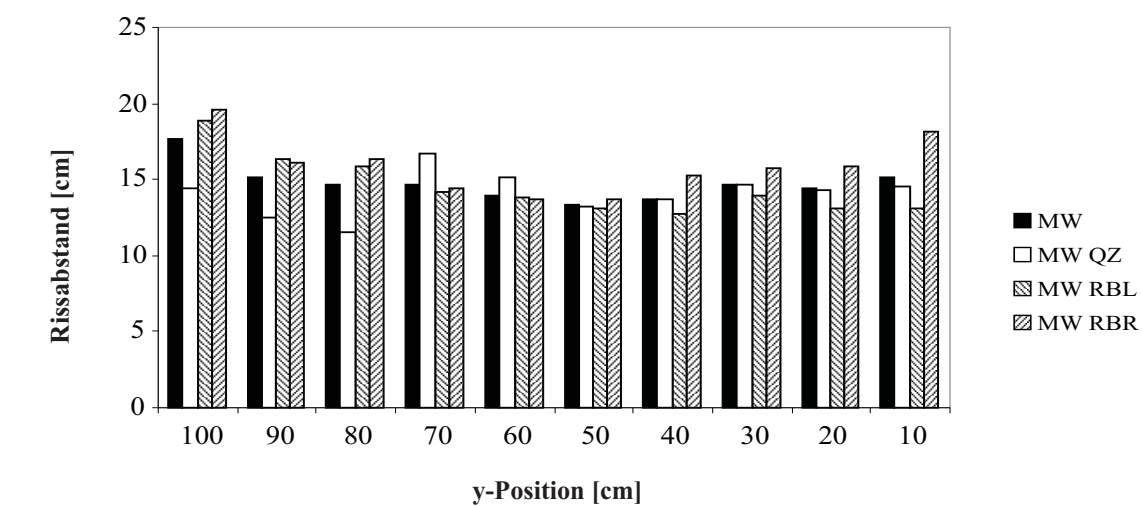
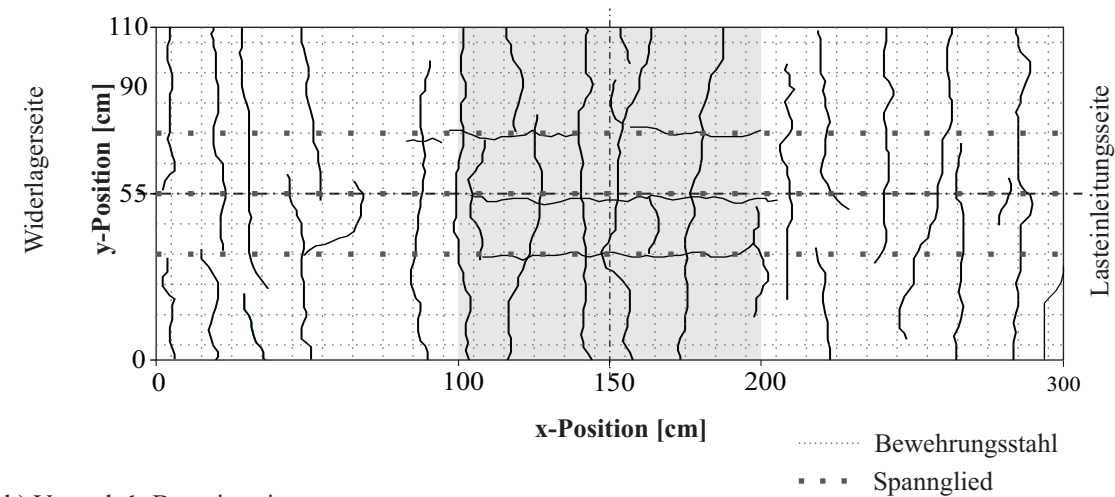
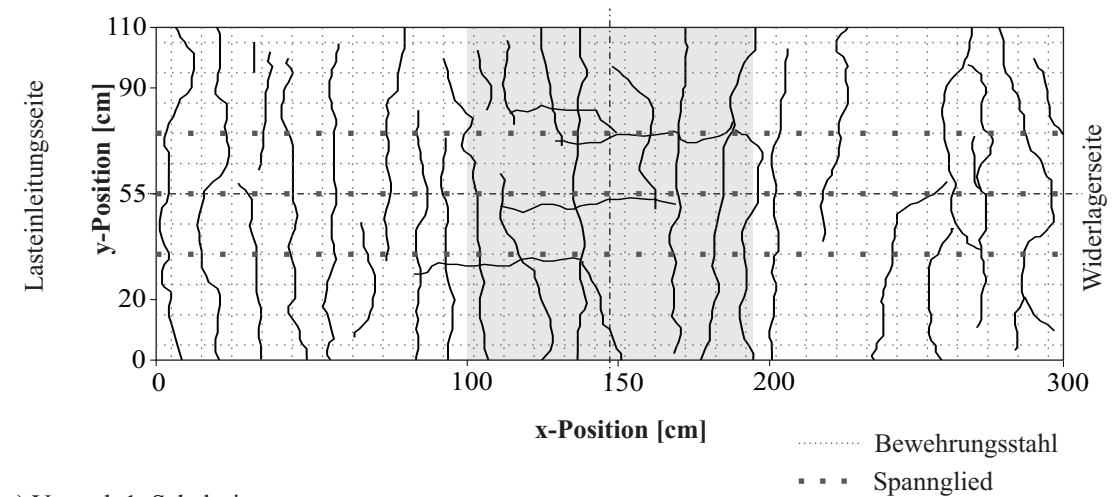


Bild B.4: Rissbild Versuch 1, Lastpfad A

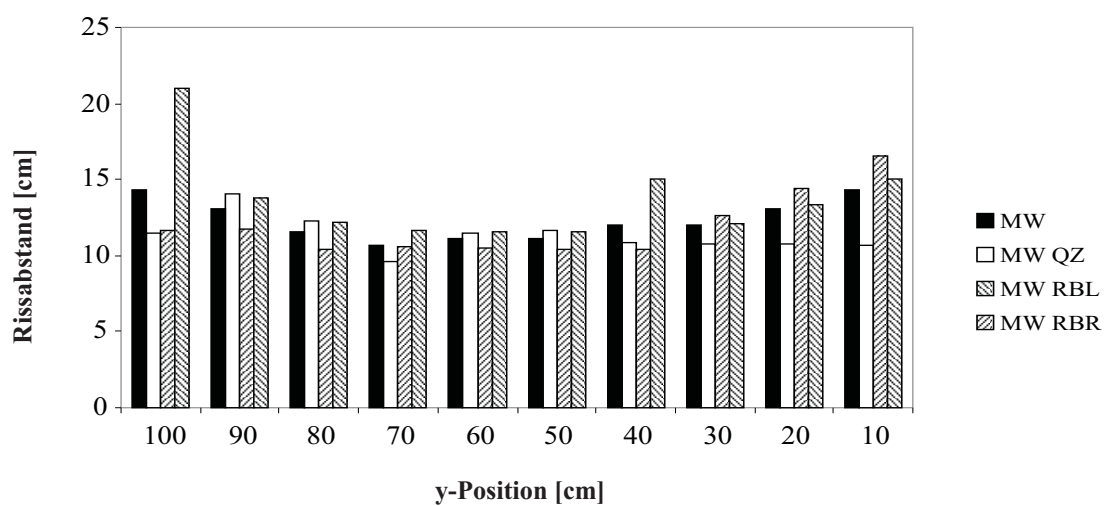
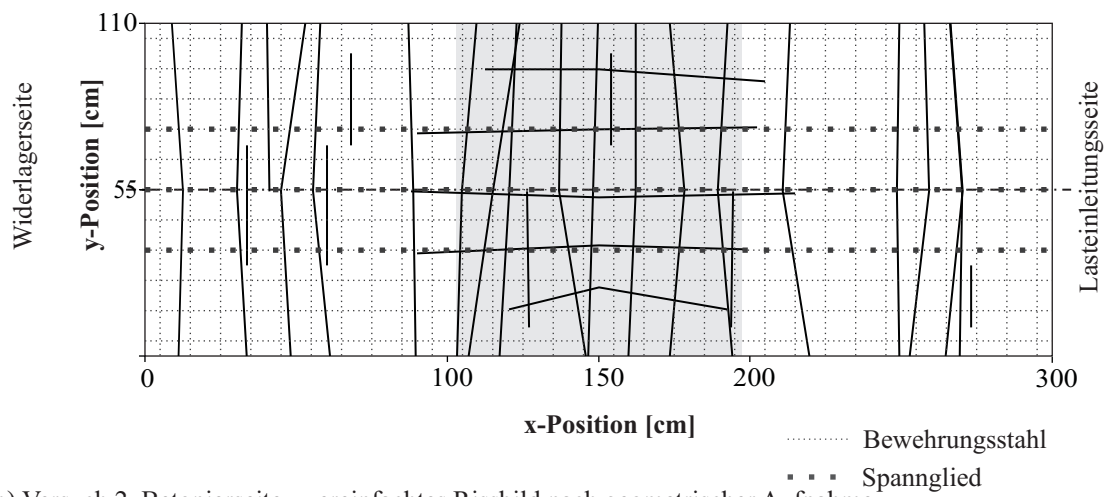
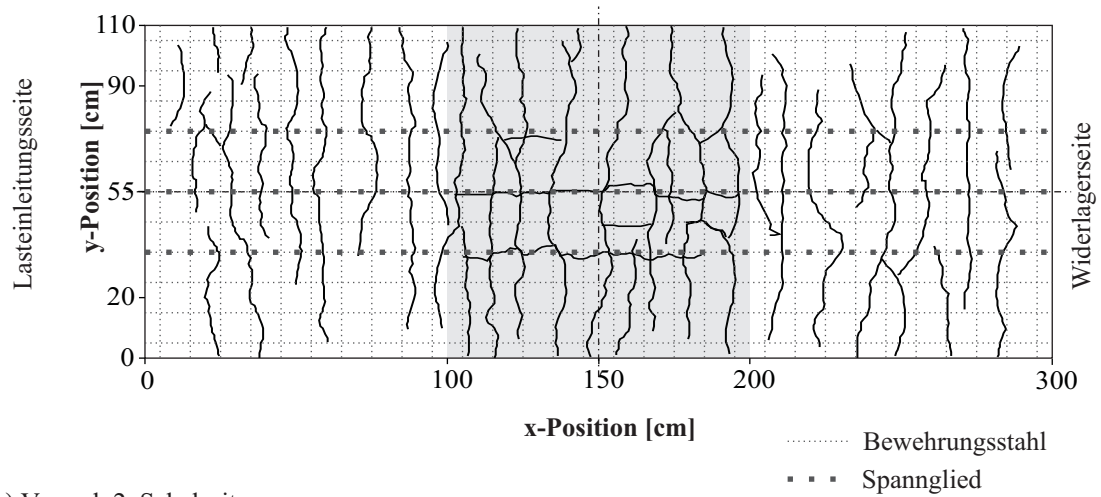


Bild B.5: Rissbild Versuch 2, Lastpfad A

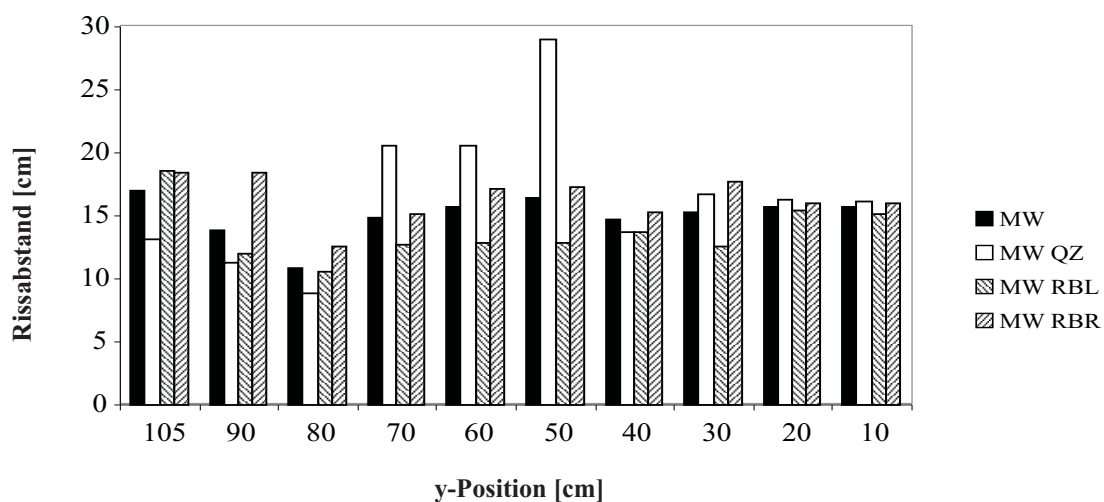
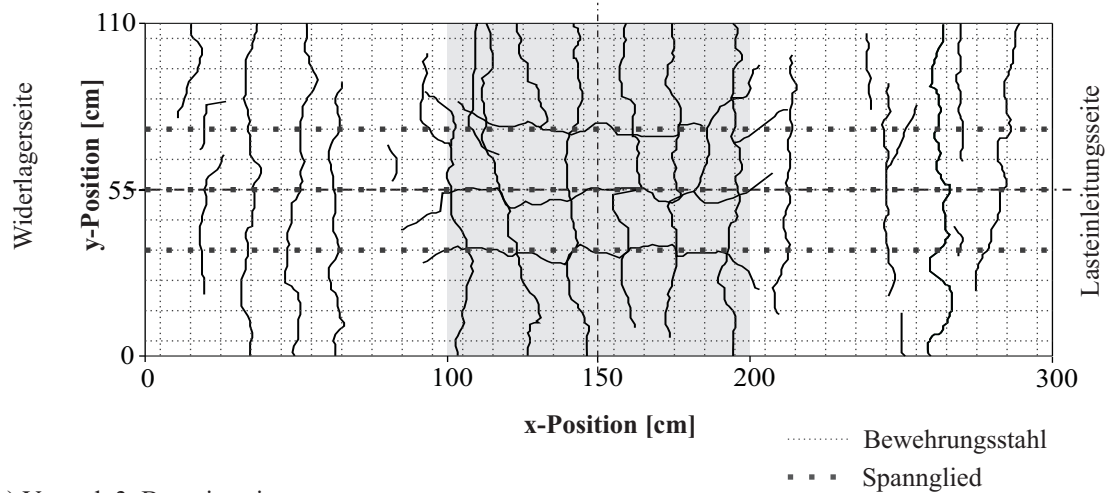
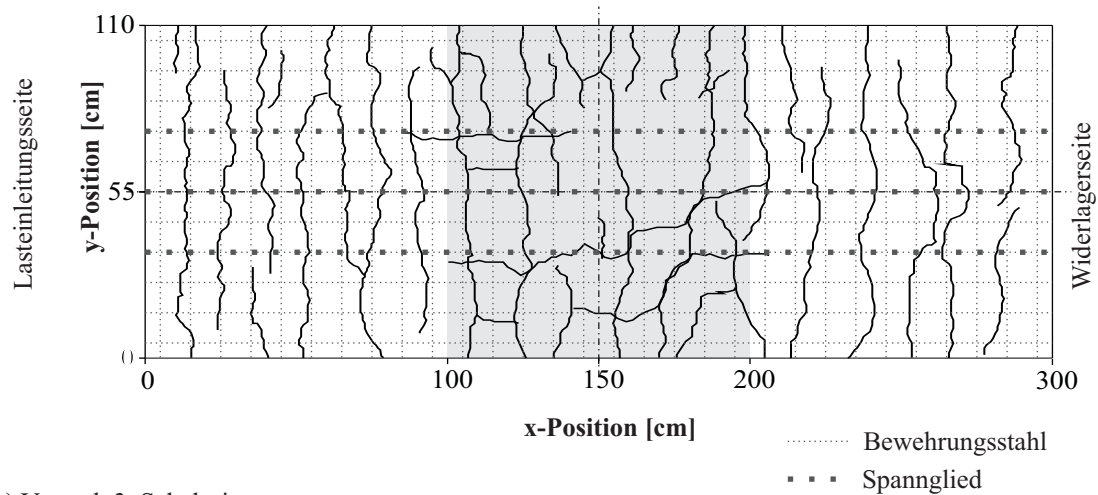


Bild B.6: Rissbild Versuch 3, , Lastpfad B

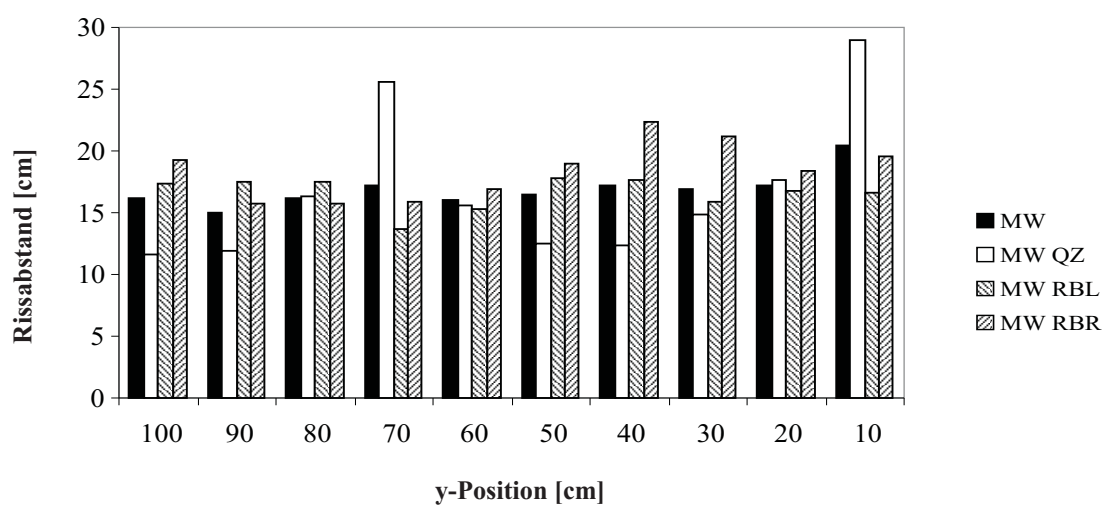
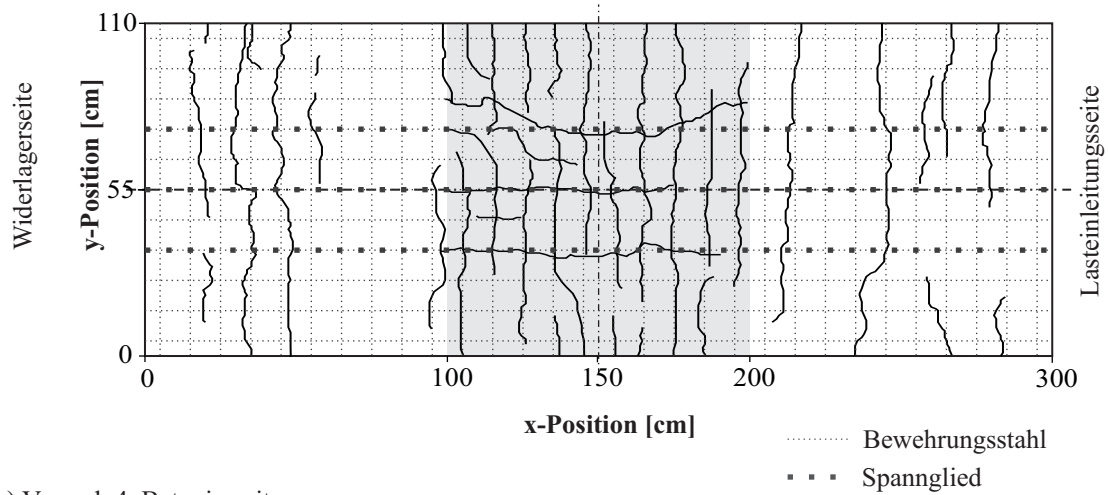
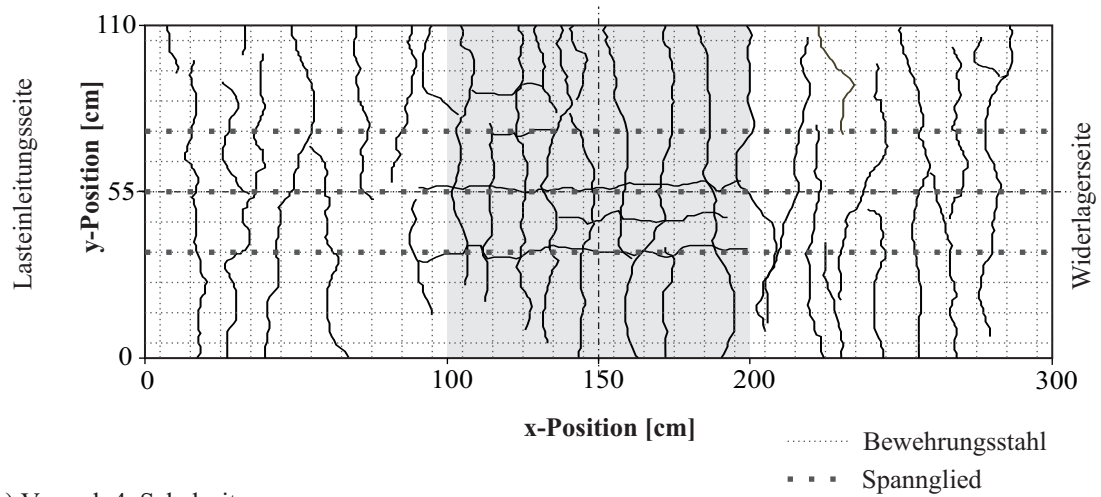
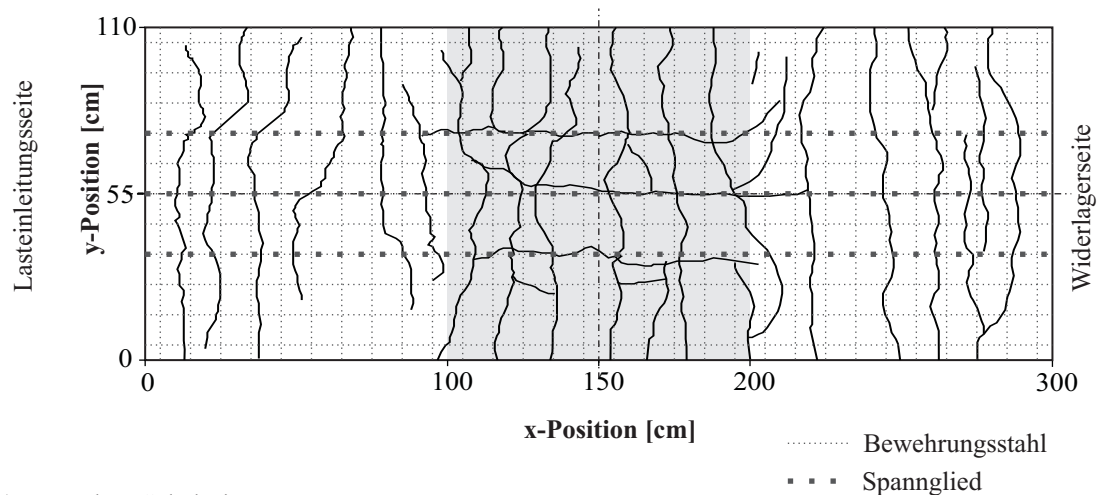
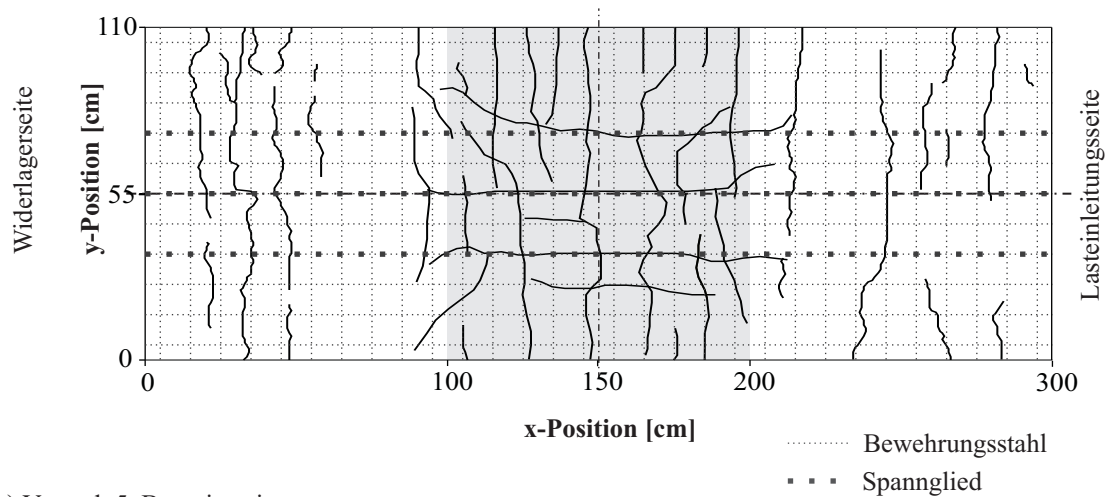


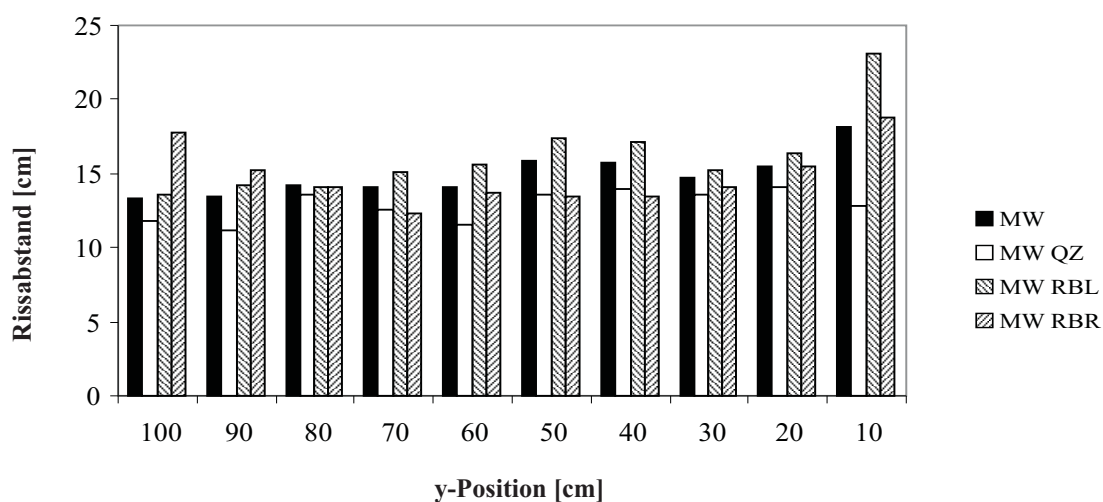
Bild B.7: Rissbild Versuch 4, Lastpfad A



a) Versuch 5, Schalseite

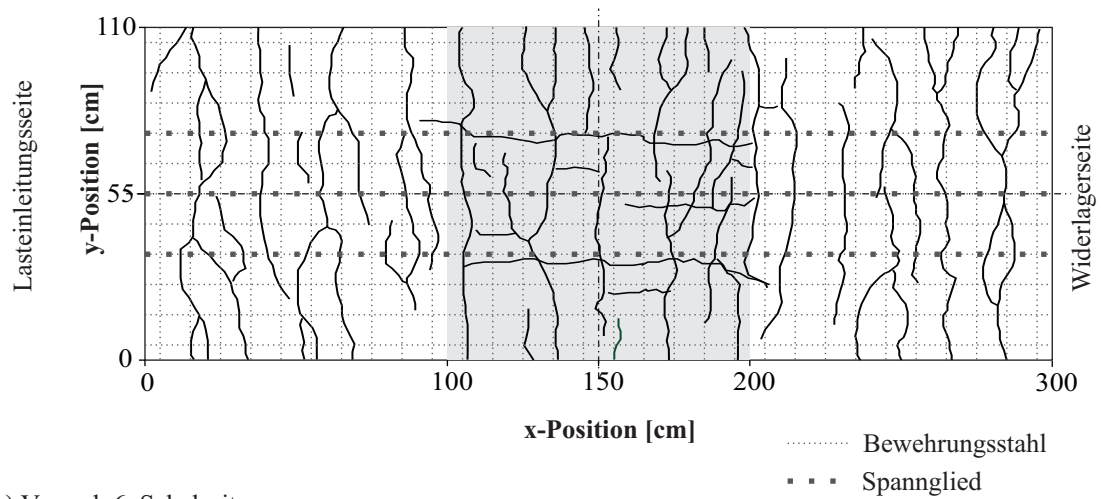


b) Versuch 5, Betonierseite

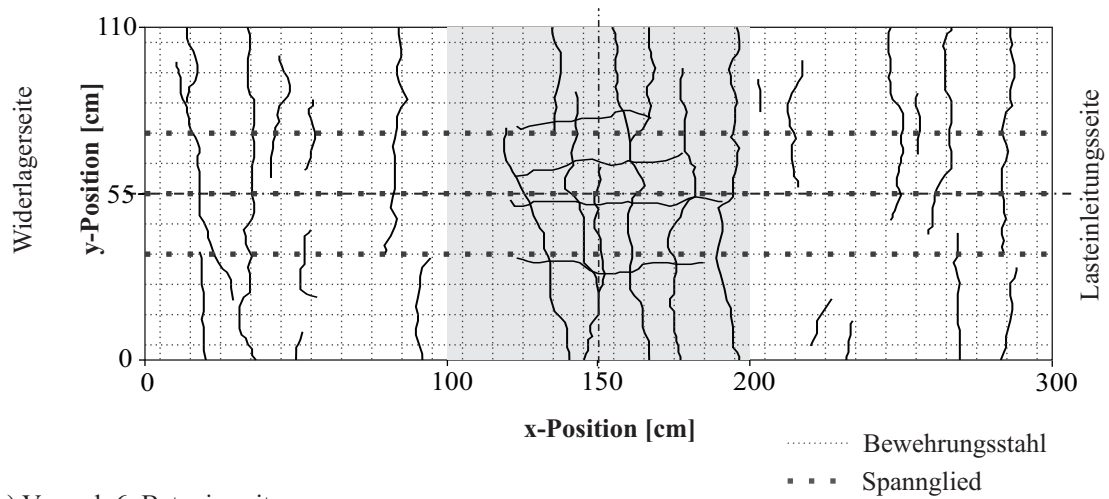


c) Rissverteilung

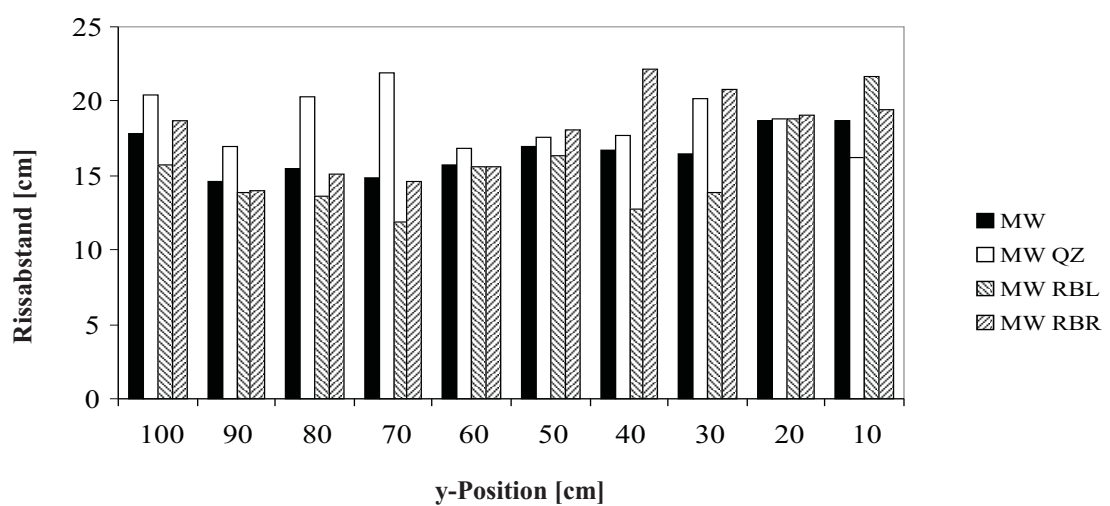
Bild B.8: Rissbild Versuch 5, , Lastpfad B



a) Versuch 6, Schalseite

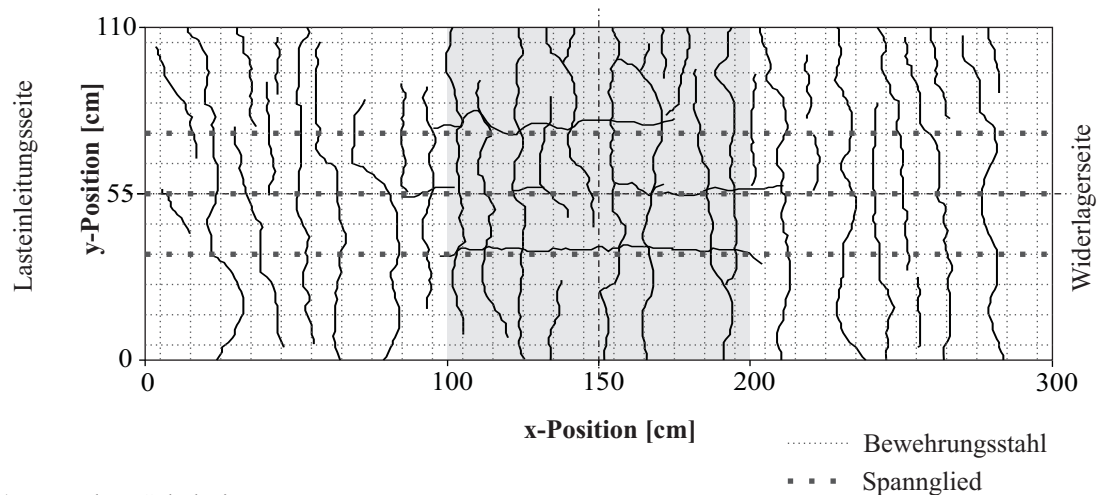


b) Versuch 6, Betonierseite

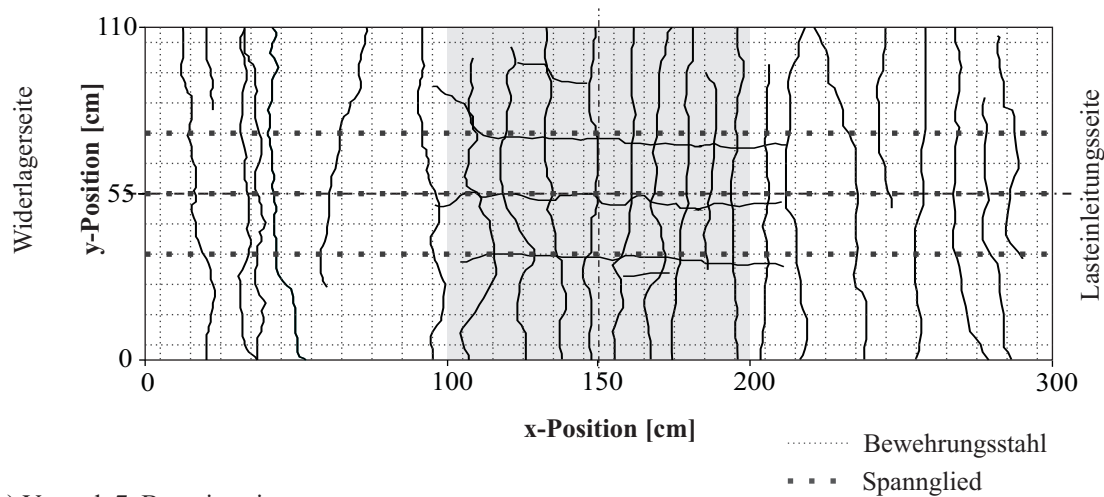


c) Rissverteilung

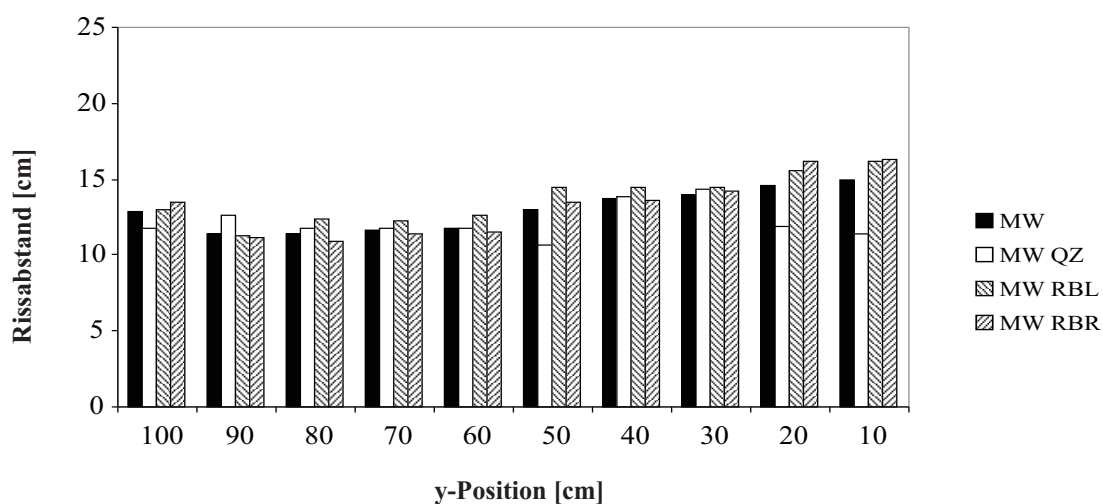
Bild B.9: Rissbild Versuch 6, Lastpfad B



a) Versuch 7, Schalseite

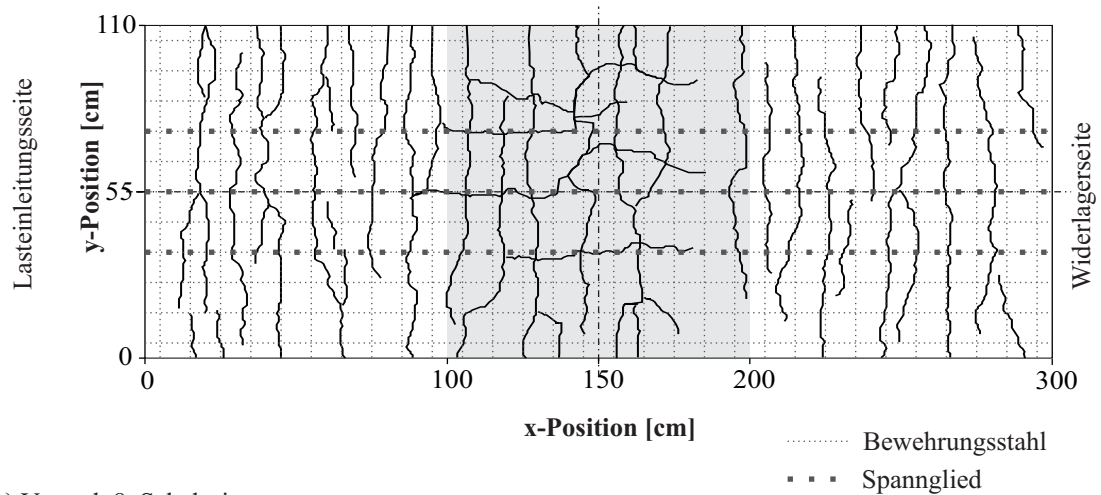


b) Versuch 7, Betonierseite

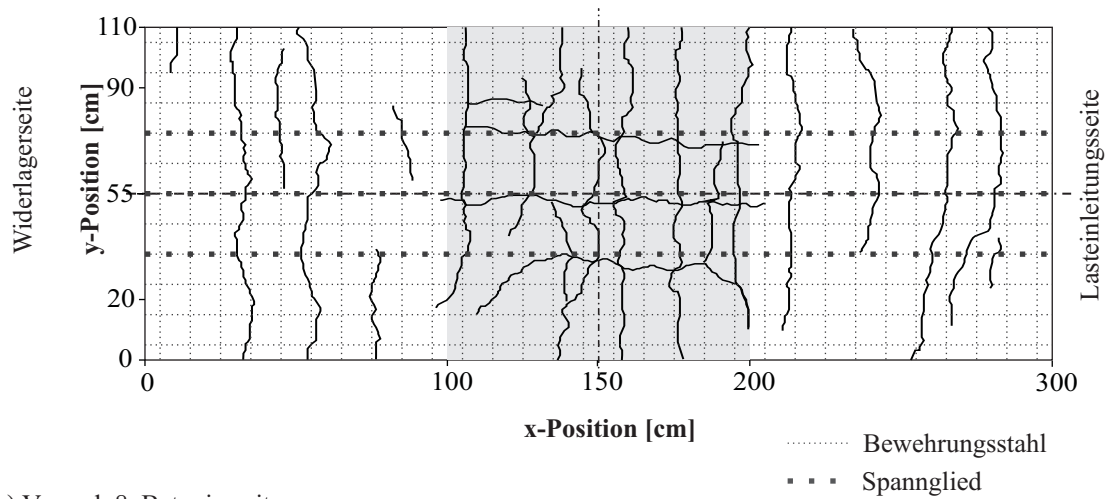


c) Rissverteilung

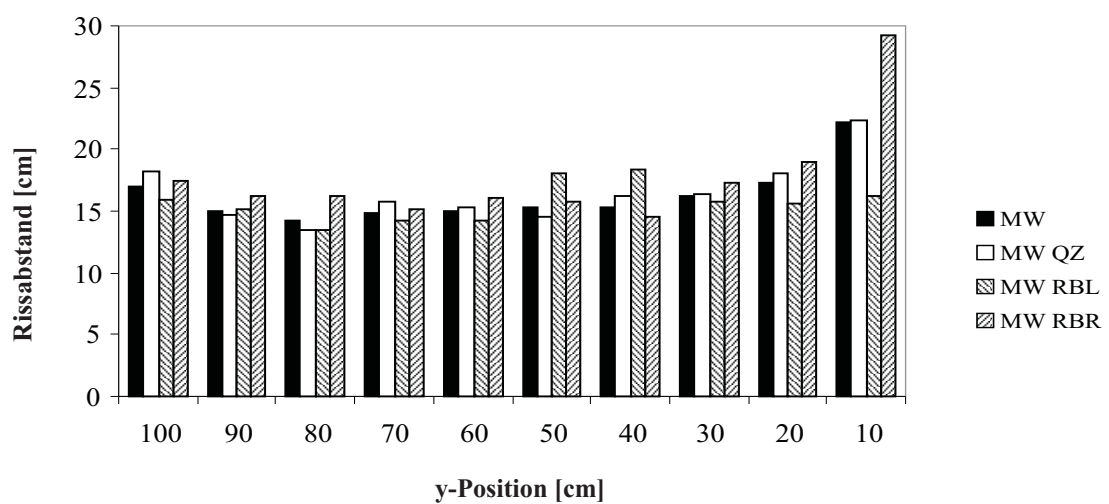
Bild B.10: Rissbild Versuch 7, Lastpfad A



a) Versuch 8, Schalseite

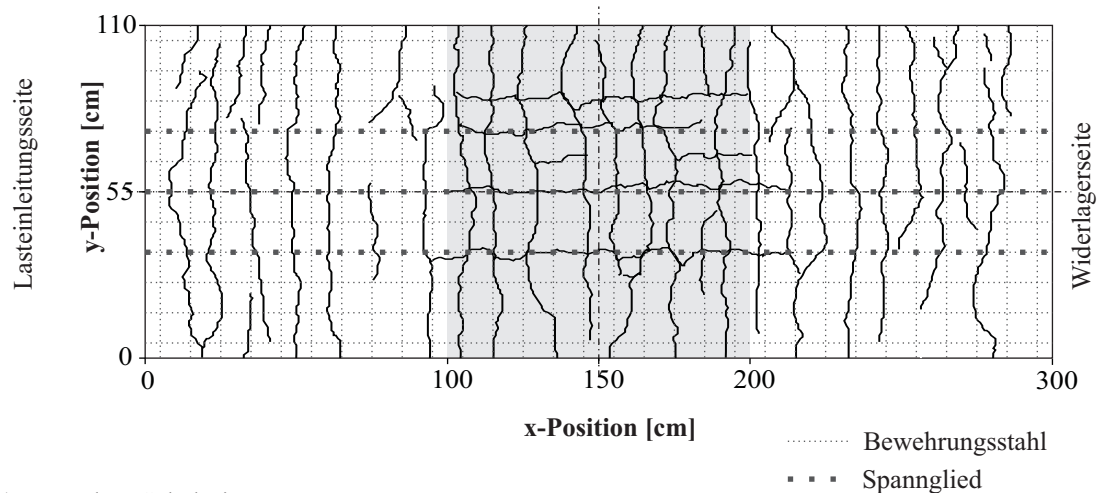


b) Versuch 8, Betonierseite

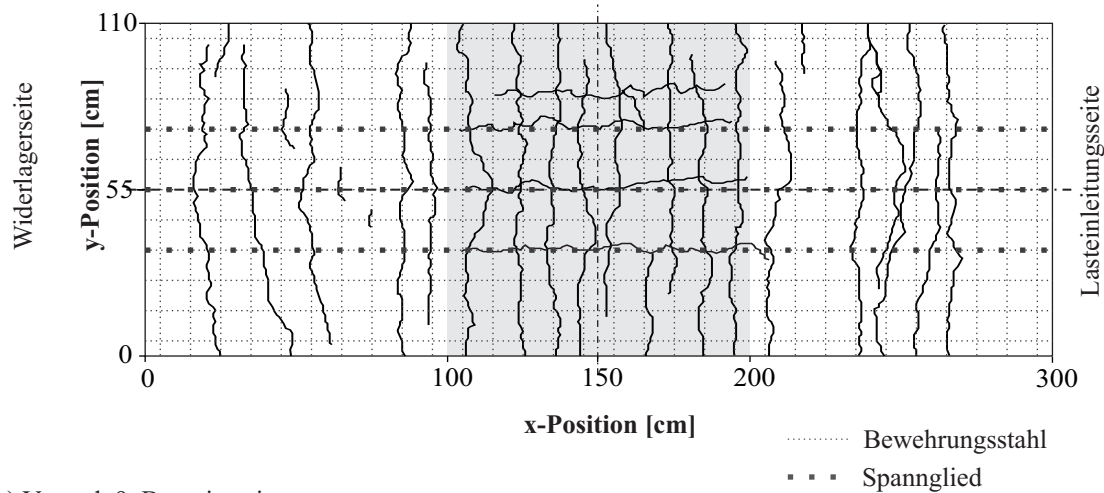


c) Rissverteilung

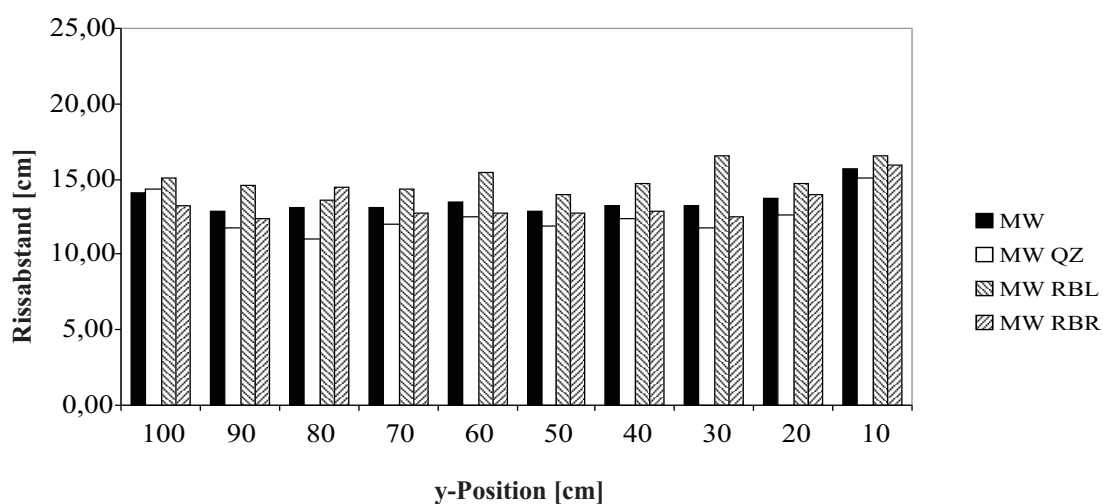
Bild B.11: Rissbild Versuch 8, Lastpfad B



a) Versuch 9, Schalseite

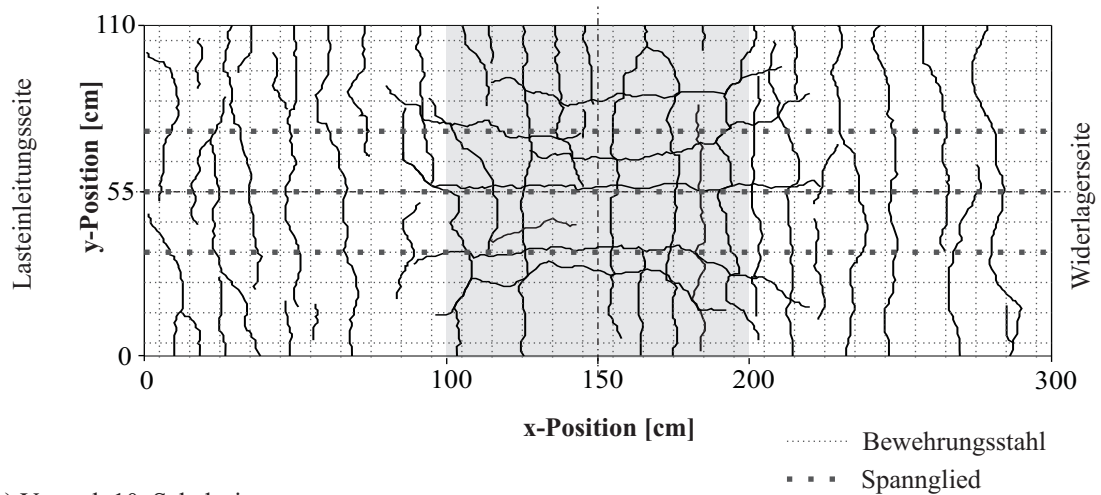


b) Versuch 9, Betonierseite

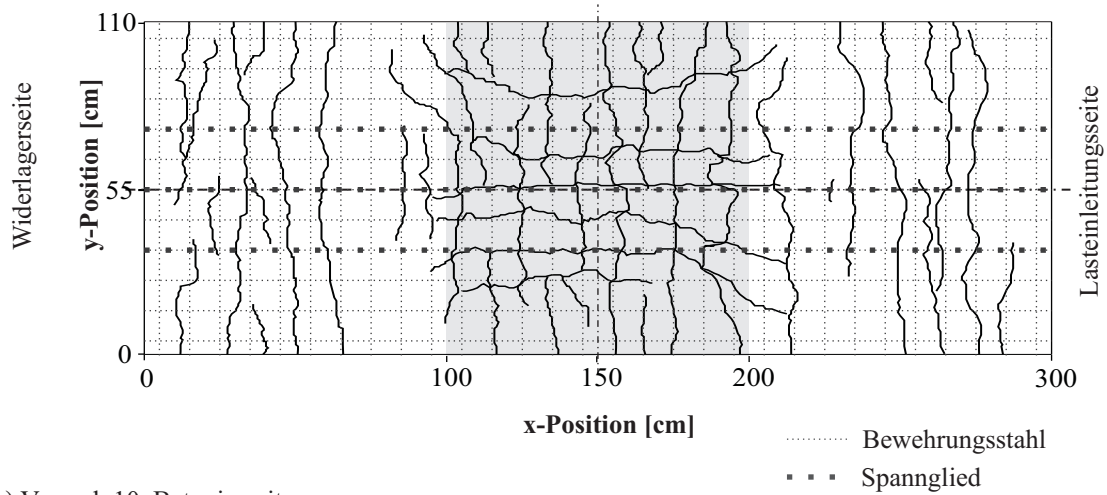


c) Rissverteilung

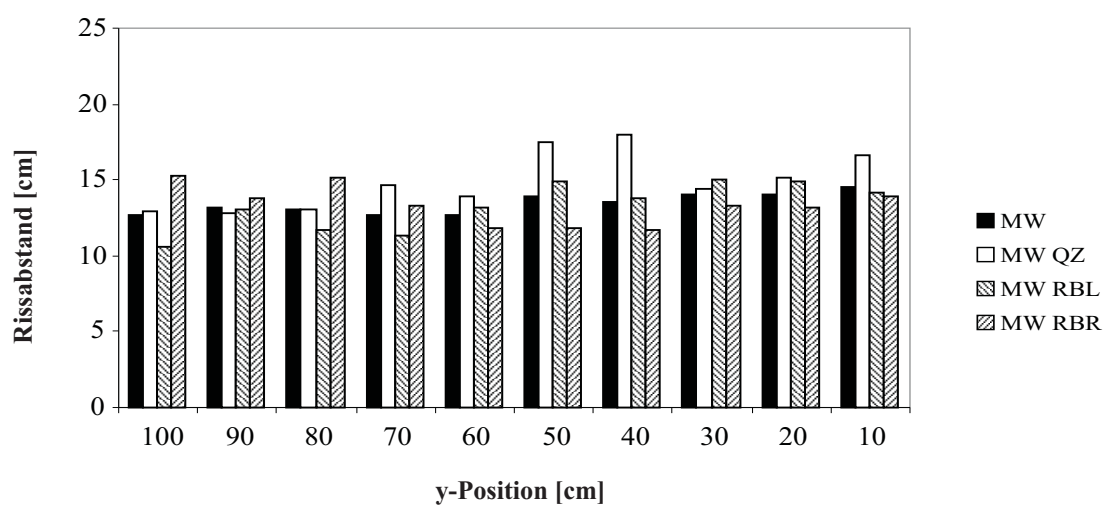
Bild B.12: Rissbild Versuch 9, Lastpfad A



a) Versuch 10, Schalseite

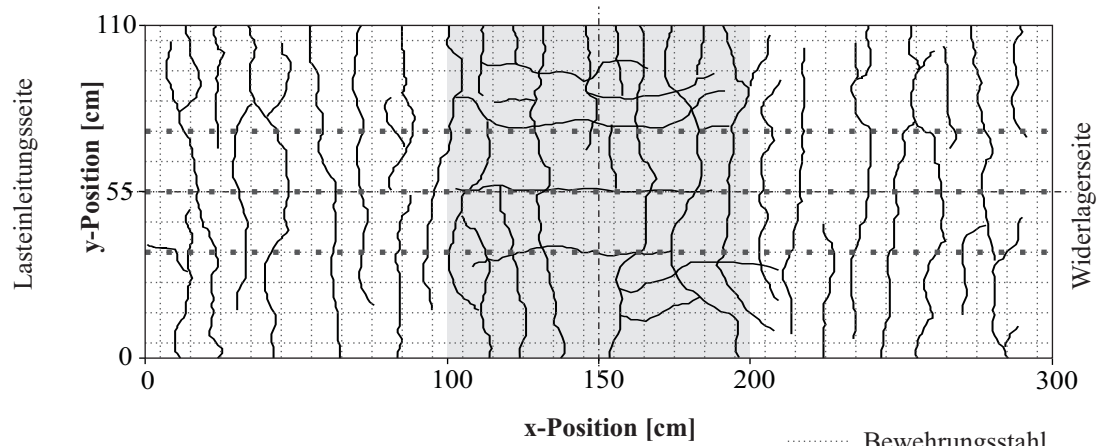


b) Versuch 10, Betonierseite

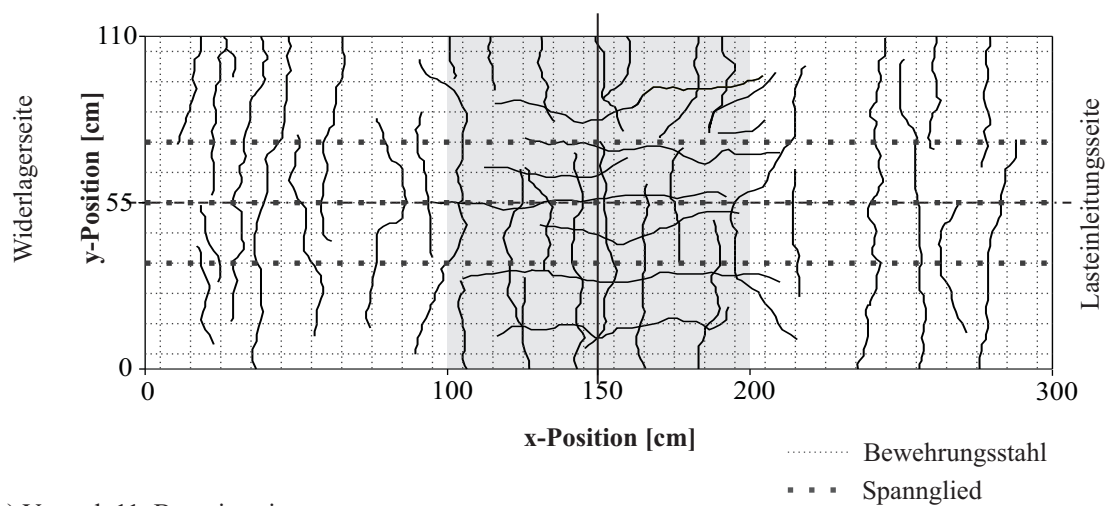


c) Rissverteilung

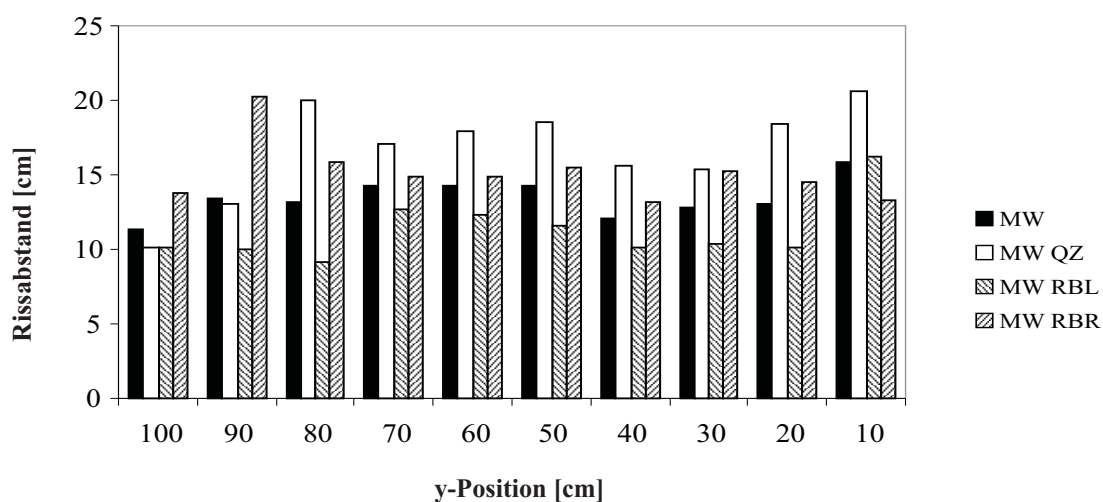
Bild B.13: Rissbild Versuch 10, Lastpfad C



a) Versuch 11, Schalseite

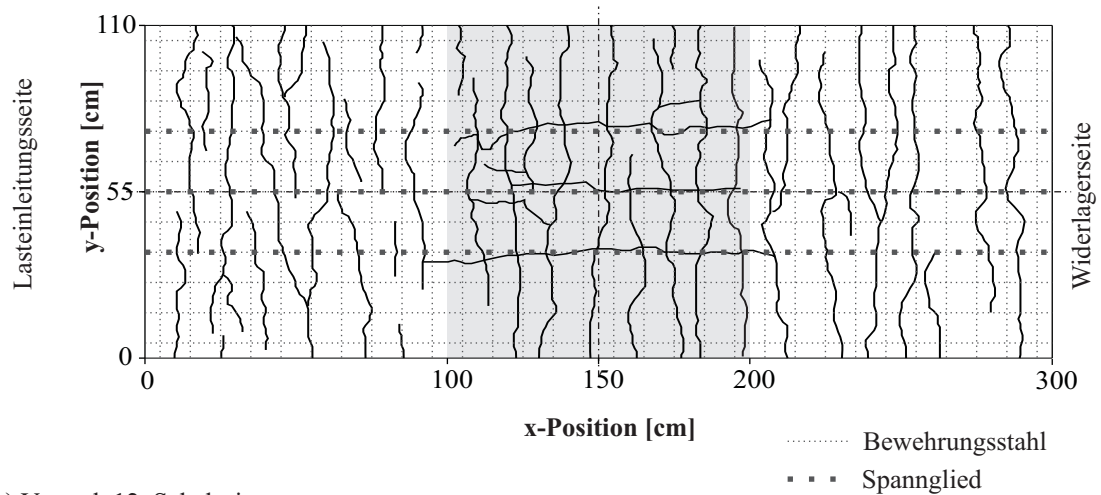


b) Versuch 11, Betonierseite

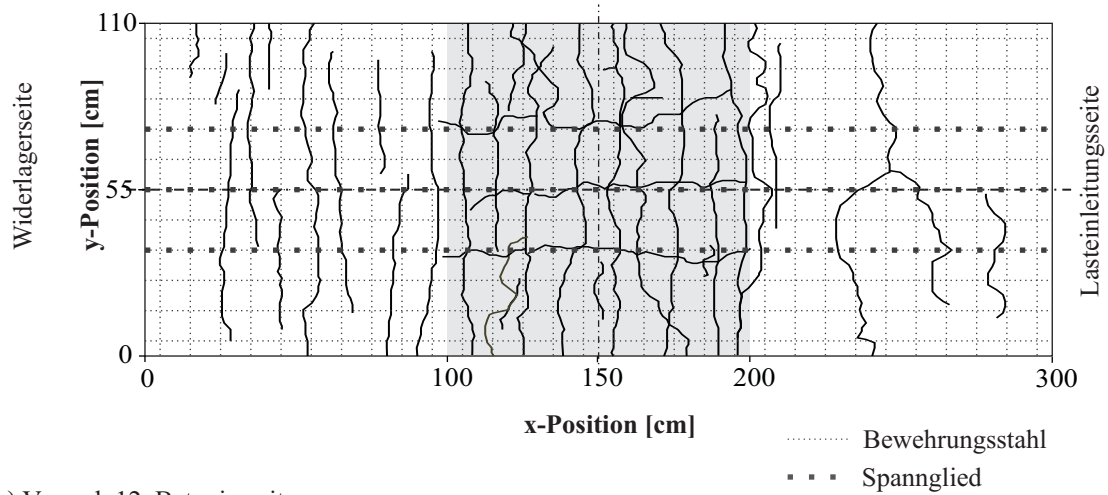


c) Rissverteilung

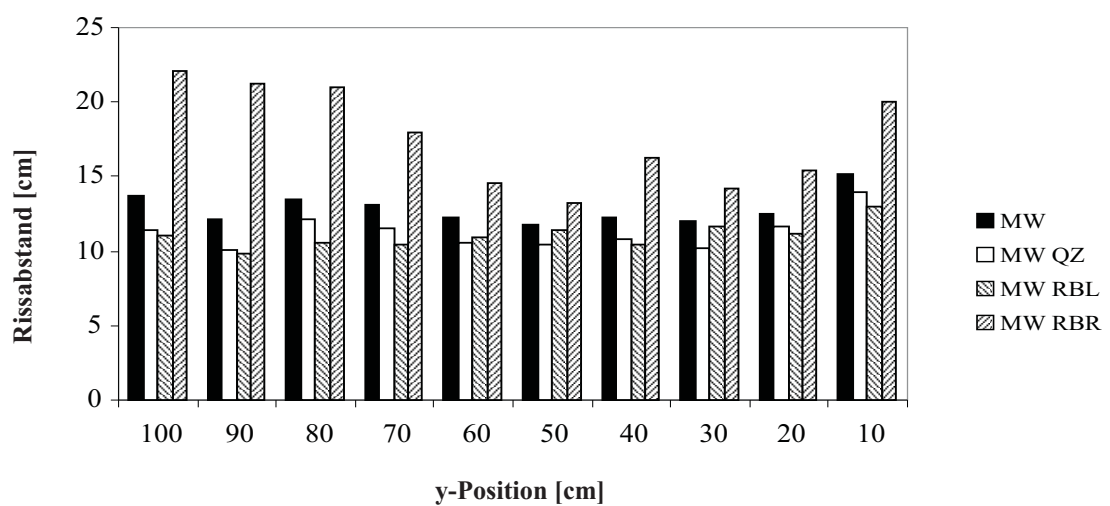
Bild B.14: Rissbild Versuch 11, Lastpfad C



a) Versuch 12, Schalseite



b) Versuch 12, Betonierseite



c) Rissverteilung

Bild B.15: Rissbild Versuch 12, Lastpfad A

B.5 Lokale Verformungsmessung auf der Bewehrung

B.5.1 Lokale Stahldehnungen bei Erstriss $F_{cr,1}$ und F_{max}

Tabelle B.9: C40/50, lokale Dehnungen Betonstahl

Zustand	Versuch	Lastpfad	F_1	Messstelle					
				BSt 6	BSt 5	BSt 4	BSt 3	BSt 2	BSt 1
			[kN]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]
Erstriss									
	4	A	520	0,049	0,042	0,070	0,047	0,062	0,098
	12	A	520	0,076	0,054	0,051	0,063	0,106	0,061
	5	B	520	0,069	0,086	0,086	0,070	0,068	0,071
	6	B	540	0,098	0,073	0,098	0,079	0,071	0,111
	11	C	539	0,208	0,236	0,240	0,149	0,224	0,189
Maximum									
	4	A	1240	0,769	0,675	1,026	-*	1,016	0,934
	12	A	1240	0,866	0,840	0,817	0,834	0,936	0,790
	5	B	1240	0,863	0,875	0,927	0,985	0,942	0,958
	6	B	1240	0,964	0,942	0,978	0,887	0,926	1,008
	11	C	1240	0,878	0,877	0,904	0,810	0,919	0,890

*Versagen der Messstelle

Tabelle B.10: Beton C40/50, lokale Dehnungen Spannstahlhitze

Zustand	Versuch	Lastpfad	F_1	Messstelle				
				Sps 5	Sps 4	Sps 3	Sps 2	Sps 1
			[kN]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]
Erstriss								
	4	A	520	0,814	0,790	0,760	0,839	0,823
	12	A	520	0,072	-	0,024	0,040	0,028
	5	B	520	0,066	0,069	0,064	0,061	0,065
	6	B	540	0,061	0,082	0,020	0,080	0,048
	11	C	539	0,017	0,078	0,128	0,129	0,030
Maximum								
	4	A	1240	0,814	0,790	0,760	0,839	0,823
	12	A	1240	0,786	-	0,128	0,276	0,069
	5	B	1240	0,936	0,829	0,837	0,860	0,911
	6	B	1240	0,926	0,948	0,168	0,857	0,490
	11	C	1240	0,062	0,417	0,804	0,778	0,076

Tabelle B.11: Beton C20/25, lokale Dehnungen Betonstahl

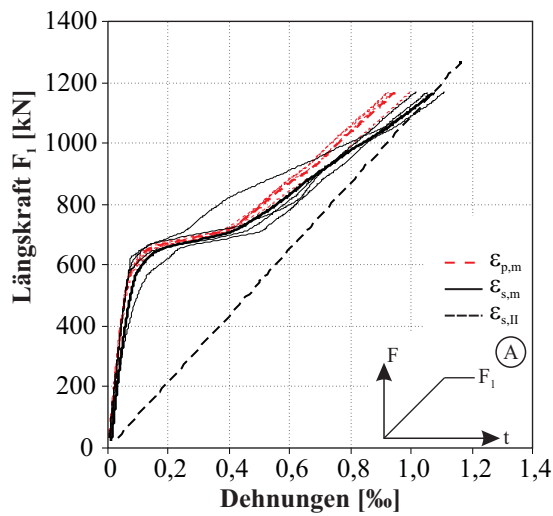
Zustand	Versuch	Lastpfad	F_1	Messstelle					
				BSt 6	BSt 5	BSt 4	BSt 3	BSt 2	BSt 1
			[kN]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]
Erstriss	7	A	450	0,056	0,057	0,061	0,056	0,060	0,083
	9	A	460	0,072	0,073	0,075	0,094	0,079	0,082
	8	B	530	0,114	0,114	0,095	0,093	0,095	0,111
	10	C	646	0,382	- *	0,321	0,410	0,393	0,274
Maximum	7	A	1240	0,902	0,985	0,956	0,896	0,882	0,970
	9	A	1240	0,973	1,049	0,942	1,052	0,982	0,997
	8	B	1240	1,059	1,134	1,094	1,052	1,003	1,047
	10	C	1240	0,974	- *	0,901	0,969	1,038	0,783

*Versagen der Messstelle

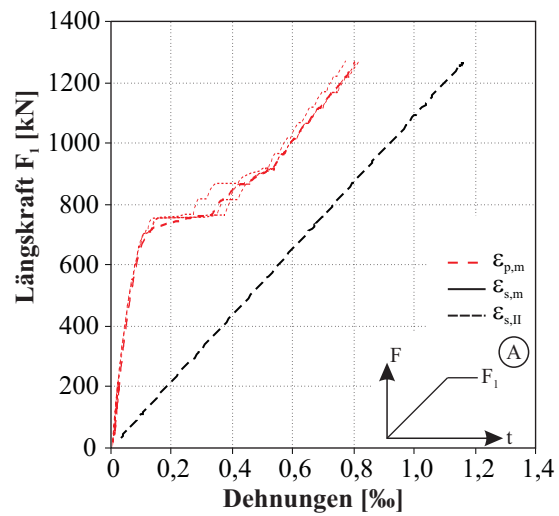
Tabelle B.12: C20/25 Lokale Dehnungen Spannstahlhitze

Zustand	Versuch	Lastpfad	F_1	Messstelle				
				Sps 5	Sps 4	Sps 3	Sps 2	Sps 1
			[kN]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]
Erstriss	7	A	450	0,049	0,057	0,057	0,058	0,059
	9	A	460	0,023	0,059	0,057	0,057	0,047
	8	B	530	0,035	0,073	0,058	0,095	0,067
	10	C	646	0,046	0,016	0,113	0,290	0,027
Maximum	7	A	1240	0,261	0,823	0,861	0,873	0,724
	9	A	1240	0,754	0,818	0,914	0,838	0,844
	8	B	1240	0,052	0,449	0,293	0,729	0,541
	10	C	1240	0,042	0,022	0,213	0,002	0,043

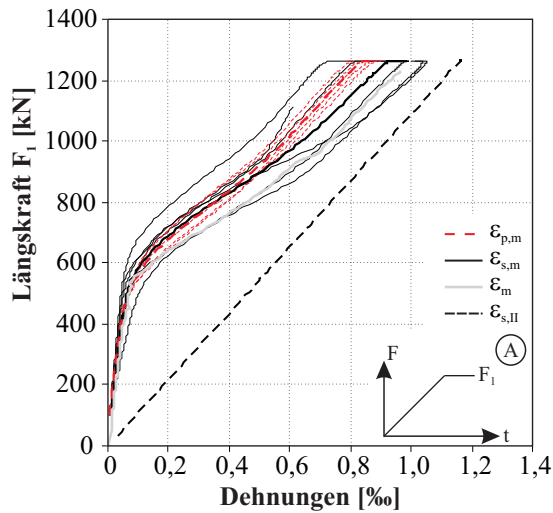
B.5.2 Lokale Kraft-Stahldehnungs-Verläufe



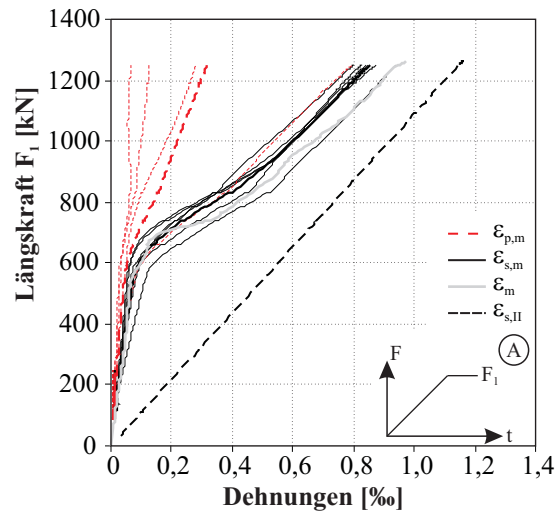
a) Beton C40/50, Lastpfad A, Versuch 1



b) Beton C40/50, Lastpfad A, Versuch 2



c) Beton C40/50, Lastpfad A, Versuch 4

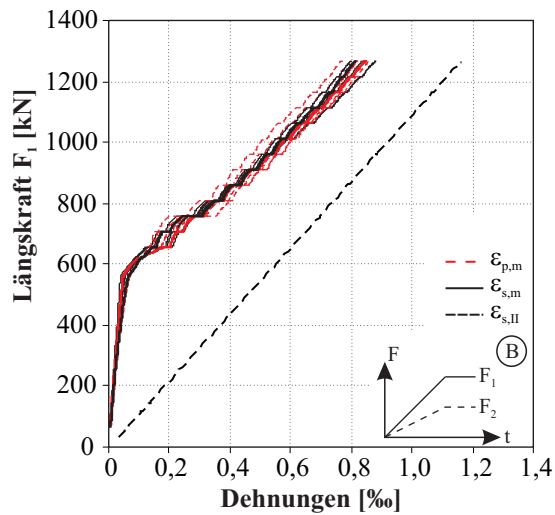


d) Beton C40/50, Lastpfad C, Versuch 12

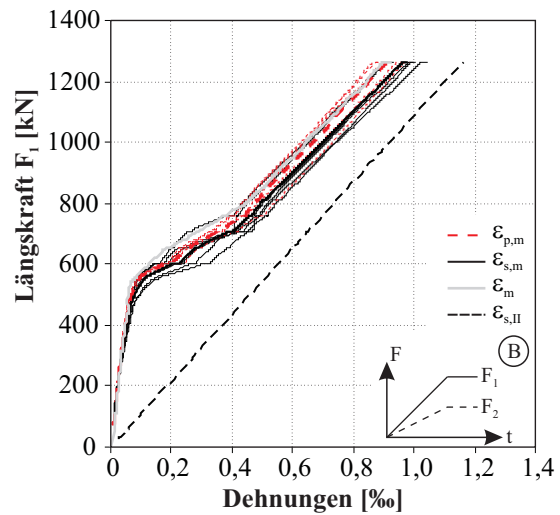
Legende:

- $\epsilon_{p,m}$ - mittlere Dehnung der Spannlitzen
- $\epsilon_{s,m}$ - mittlere Dehnung des Betonstahls
- ϵ_m - mittlere Betondehnung
- $\epsilon_{s,II}$ - Stahldehnung Zustand II
- $\epsilon_{p,m}$ - Einzeldehnung der Messstelle
- $\epsilon_{s,m}$ - Einzeldehnung der Messstelle

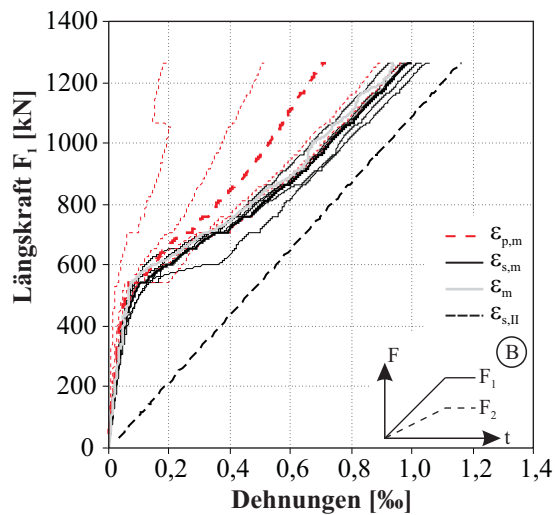
Bild B.16: Lokales Verformungsverhalten-Einzelwerte, Beton C40/50, Lastpfad A



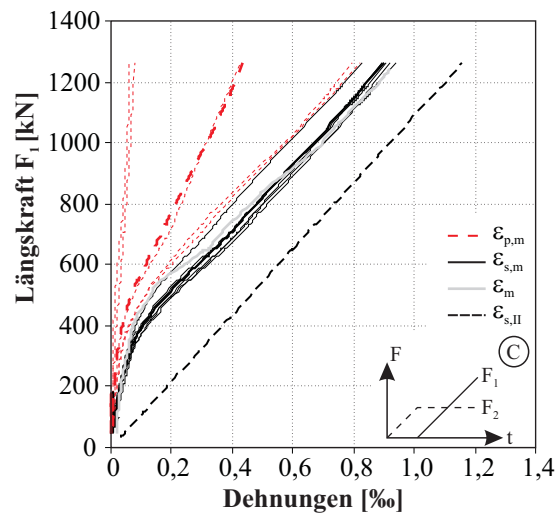
a) Beton C40/50, Lastpfad B, Versuch 3



b) Beton C40/50, Lastpfad B, Versuch 5



c) Beton C40/50, Lastpfad B, Versuch 6

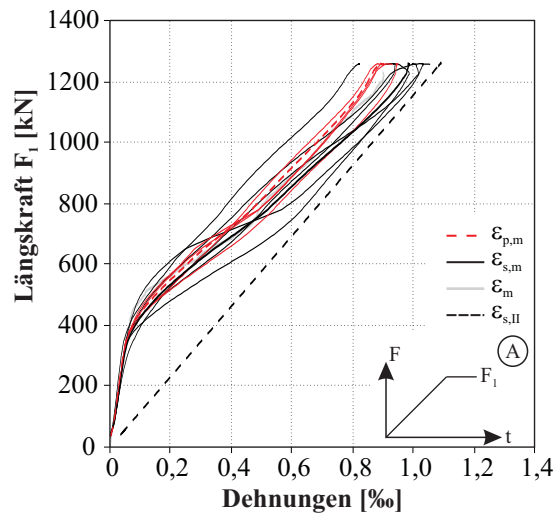


d) Beton C40/50, Lastpfad C, Versuch 11

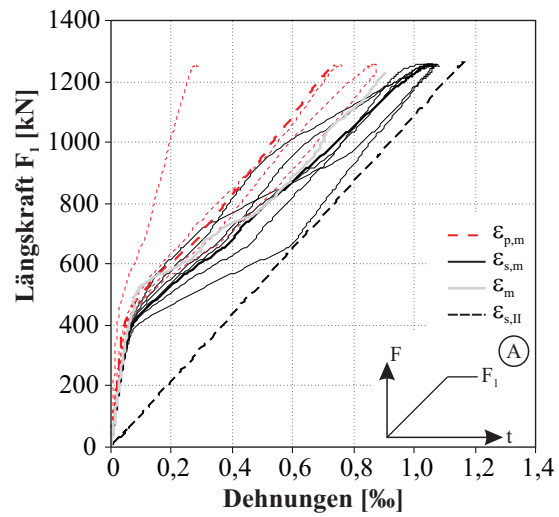
Legende:

- $\varepsilon_{p,m}$ - mittlere Dehnung der Spannlitzen
- $\varepsilon_{s,m}$ - mittlere Dehnung des Betonstahls
- ε_m - mittlere Betondehnung
- $\varepsilon_{s,II}$ - Stahldehnung Zustand II
- $\varepsilon_{p,m}$ - Einzeldehnung der Messstelle
- $\varepsilon_{s,m}$ - Einzeldehnung der Messstelle

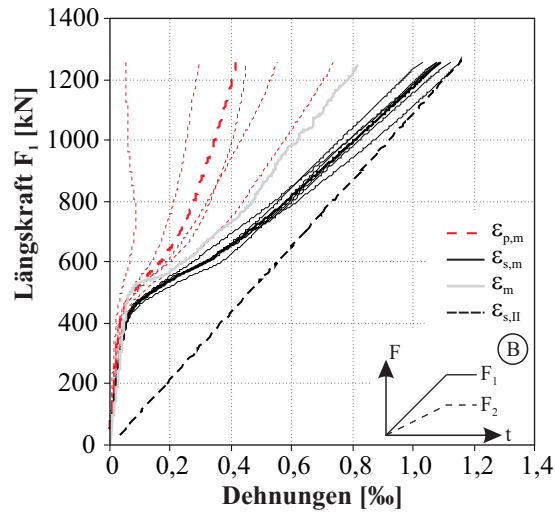
Bild B.17: Lokales Verformungsverhalten-Einzelwerte, Beton C40/50, Lastpfad B und C



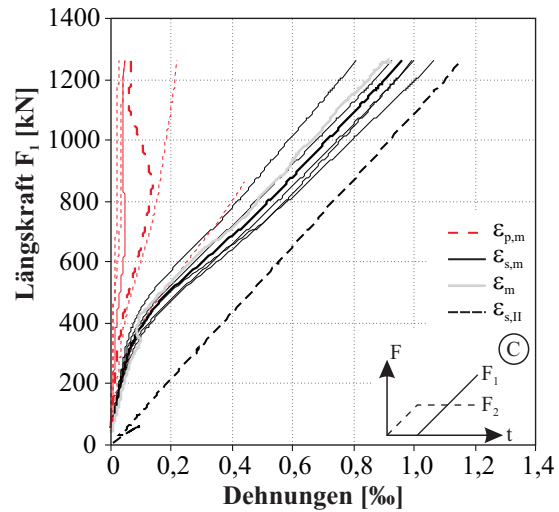
a) Beton C20/25, Lastpfad A, Versuch 7



b) Beton C20/25, Lastpfad A, Versuch 9



c) Beton C20/25, Lastpfad B, Versuch 8



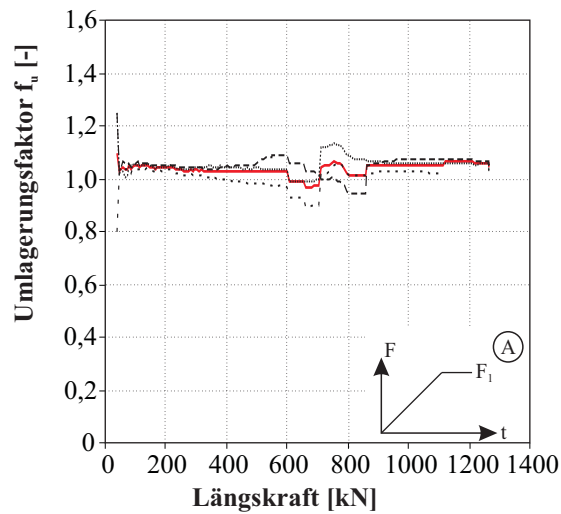
d) Beton C20/25, Lastpfad C, Versuch 10

Legende:

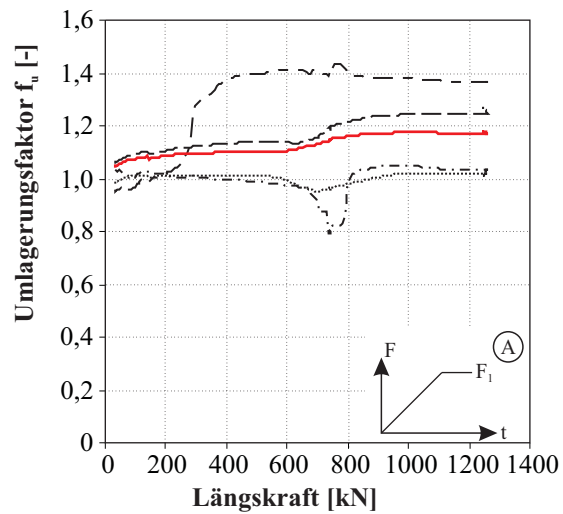
- $\epsilon_{p,m}$ - mittlere Dehnung der Spannlitzen
- $\epsilon_{s,m}$ - mittlere Dehnung des Betonstahls
- ϵ_m - mittlere Betondehnung
- $\epsilon_{s,II}$ - Stahldehnung Zustand II
- $\epsilon_{p,m}$ - Einzeldehnung der Messstelle
- $\epsilon_{s,m}$ - Einzeldehnung der Messstelle

Bild B.18: Lokales Verformungsverhalten-Einzelwerte, Beton C20/25

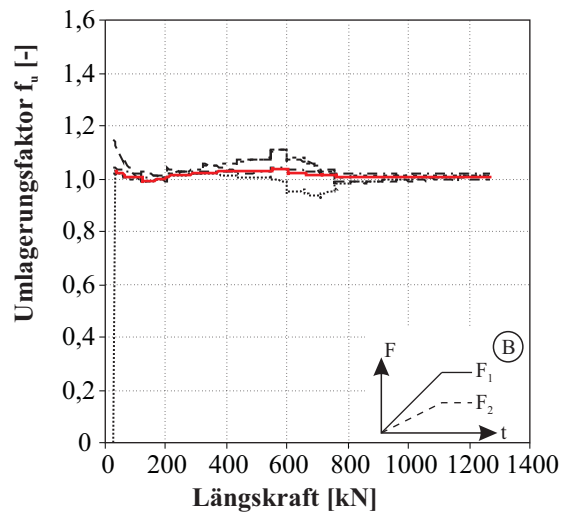
B.6 Umlagerungsfaktoren



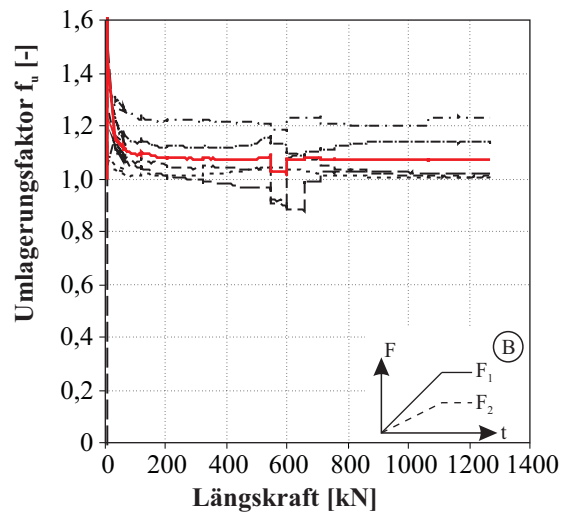
a) Versuch 4



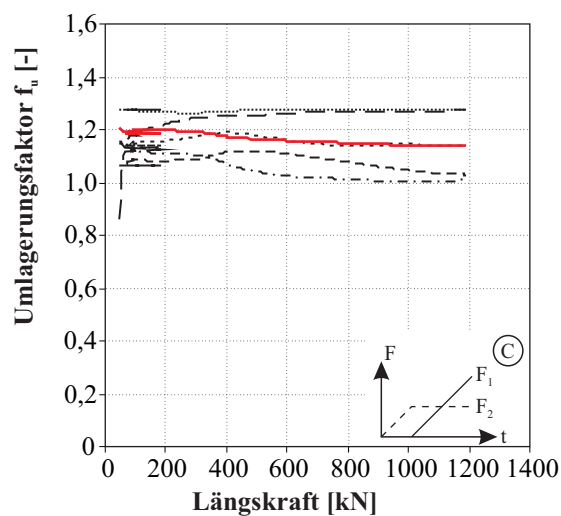
b) Versuch 12



c) Versuch 5



d) Versuch 6

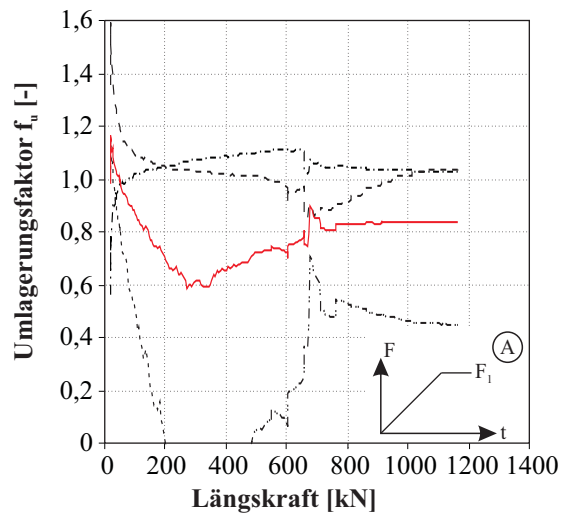


e) Versuch 11

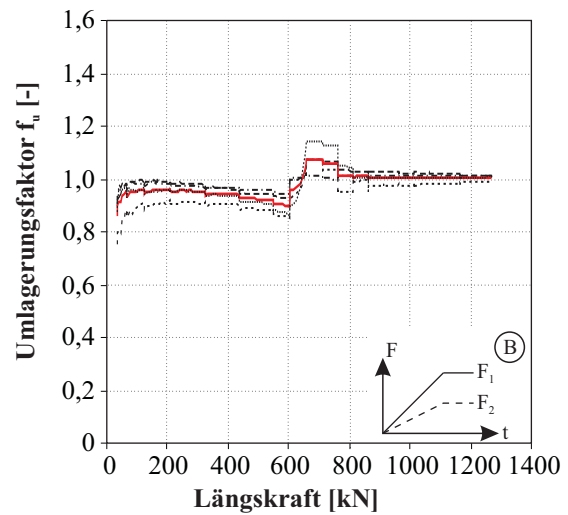
Legende:

- f_u (165)
- f_u (160)
- f_u (155)
- - - f_u (150)
- - f_u (145)
- - - f_u (140)
- $f_{u,m}$

Bild B.19: Umlagerungsfaktoren, Beton C40/50



a) Versuch 1



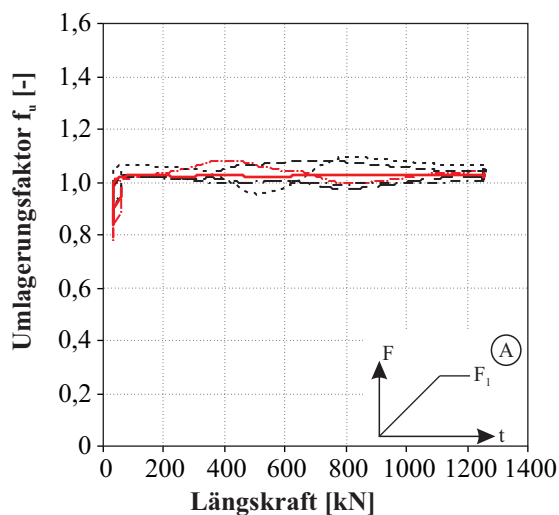
b) Versuch 3

Die hier dargestellten Umlagerungsfaktoren wurden anhand der Originaldaten ermittelt. Eine Korrektur erfolgte nicht!

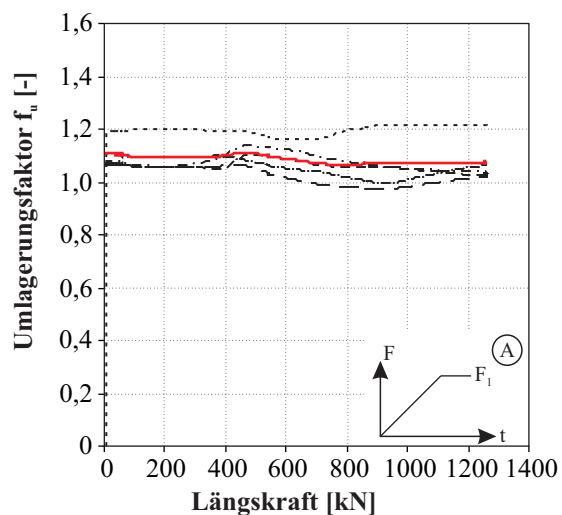
Legende:

- f_u (165)
- f_u (160)
- f_u (155)
- - - f_u (150)
- - f_u (145)
- - - f_u (140)
- $f_{u,m}$

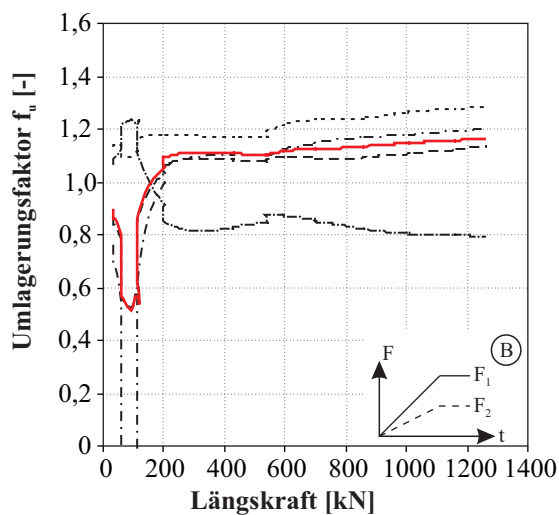
Bild B.20: Umlagerungsfaktoren nicht korrigierte Messwerte der Versuche 1 und 3, Beton C40/50



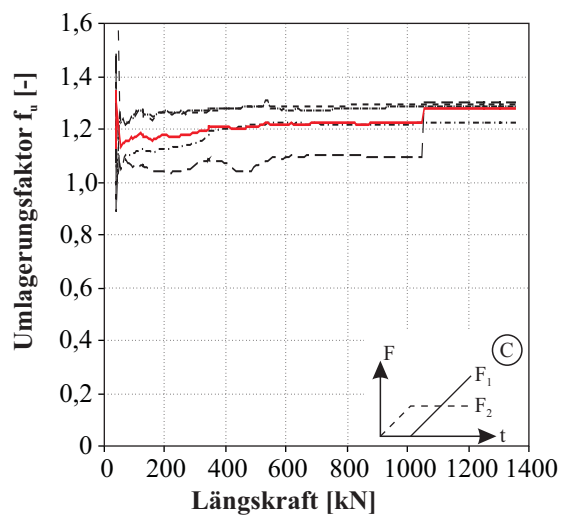
a) Versuch 7



b) Versuch 9



c) Versuch 8



d) Versuch 10

Legende:

- f_u (165)
- f_u (160)
- f_u (155)
- - f_u (150)
- - f_u (145)
- - f_u (140)
- $f_{u,m}$

Bild B.21: Umlagerungsfaktoren, Beton C20/25

C Diskussion der eingesetzten Messtechnik

Neben den Aussagen zum Riss- und Verformungsverhalten von gemischt bewehrten Betonbauteilen stand auch der Einfluss einer zweiachsenigen Zugspannung auf das Verbundverhalten im Fokus der Untersuchungen. Die Auswertungen der Umlagerungsfaktoren und Verbundspannungen haben gezeigt, dass die angewendete Messmethode keine zufriedenstellenden Ergebnisse lieferte. Ursache hierfür ist die Bestimmung der Verbundspannung über die Betrachtung der Dehnungsdifferenzen von benachbarten Messstellen.

C.1 Wirkungsweise des Dehnmessstreifens

Maßgebend für die folgenden Überlegungen ist die Wirkungsweise von Dehnmessstreifen. Neben Draht-Dehnmessstreifen, welche für Messungen auf Betonoberflächen Anwendung finden, werden für Messungen auf Stahloberflächen Dehnmessstreifen mit Folienmessgittern eingesetzt (vgl. hierzu Bild C.1).

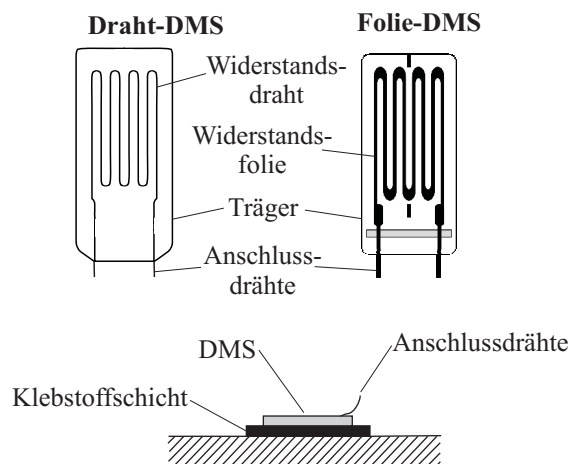


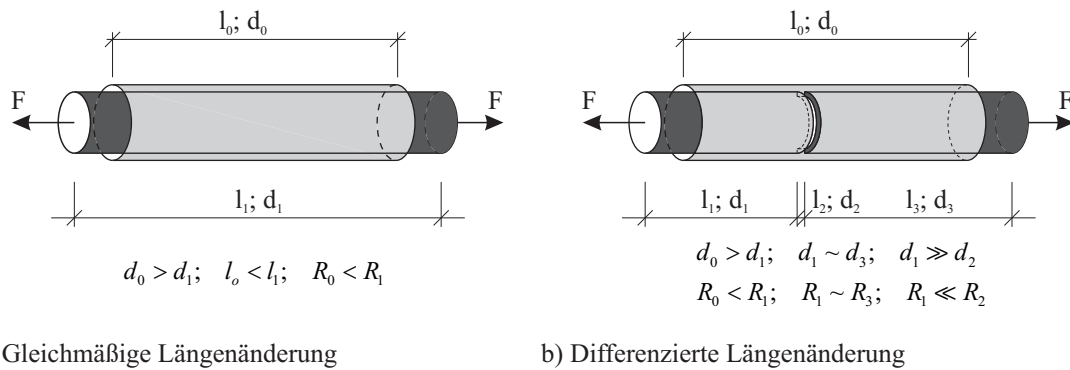
Bild C.1: Dehnmessstreifen nach PREUSSER [88]

Der elektrische Widerstand eines metallischen Leiters kann nach Gl. (C.1) bestimmt werden. Hierbei ist der spezifische Widerstand ρ des Drahtes eine temperaturabhängige Materialkonstante.

$$R = \rho \cdot \frac{l}{A} = \rho \cdot \frac{4 \cdot l}{\pi \cdot D^2} \quad (C.1)$$

Wird eine äußere Verformung dem Dehnmessstreifen aufgezwungen, so ändert sich, wie in Bild C.2 a) unter Zugeinwirkung dargestellt, die Geometrie des Drahtes. Aus der Geometrieänderung folgt die Änderung des elektrischen Widerstandes des Dehnmessstreifens gemäß Gl. (C.2).

$$\Delta R = \rho \cdot \frac{\Delta l}{\Delta A} \quad (C.2)$$

**Bild C.2:** Änderung des Widerstandes metallischer Leiter

Hieraus kann letztendlich die Längenänderung unter Verwendung von Gl. (C.3) bestimmt werden. Der Faktor k drückt das zahlenmäßige Verhältnis der Längenänderung Δl zur Änderung des Widerstandes ΔR aus (vgl. TML [116]).

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{L} = \frac{\Delta R}{R \cdot k} \quad (\text{C.3})$$

Gl. (C.3) gilt jedoch nur für eine konstante Änderung des Querschnitts über die gesamte Länge L des Messbereiches eines Dehnmessstreifens. Bei der Bestimmung von Verformungen entlang eines einbetonierten Beton- bzw. Spannstahles treten jedoch Dehnungsdifferenzen entlang der Achse des Messbereiches auf. Wie bereits im Abschnitt 2.2 erwähnt, entstehen an der Grenzfläche zwischen Bewehrungsstahl und Beton sogenannte GOTO-Risse. Diese bilden sich vornehmlich im Bereich der Rippen bzw. an den Wendeln der Spannstahlilitzen aus. Dies hat zur Folge, dass im Messbereich des Dehnmessstreifens Bereiche mit unterschiedlichen Querschnittswerten und dadurch mit unterschiedlichen Widerständen auftreten können (Bild C.2 b)), die letztendlich die Messergebnisse beeinträchtigen.

C.2 Vergleich der Messmethoden IWA vs. DMS

Werden wie in den eigenen Versuchen Dehnmessstreifen mit einem Messbereich, der dem lichten Abstand der Rippen entspricht, eingesetzt, so können an den Rippenflanken Risse innerhalb des Messbereiches der DMS auftreten. Durch diese Rissbildung werden lokal große Dehnungen mit großen Widerstandsänderungen hervorgerufen, aus denen letztendlich über die in Gl. (C.3) gezeigte Beziehung große lokale Dehnungen bestimmt werden.

Zur Validierung dieser Aussage wurden Versuche an einem Zugkörper mit zwei Messverfahren analog Bild C.3 durchgeführt.

Es wurden IWA- und DMS-Paare parallel zueinander mit jeweils gleicher Messlänge eingesetzt. Im Zentrum des Messbereichs war durch eine Querschnittsverengung der Ort der Rissbildung vorgegeben. Die Messlängen der IWA betrugen 120 mm, 60 mm und 30 mm. Dabei stimmten die Messbereiche der IWA und der DMS exakt überein. Bild C.4 zeigt die erzielten Messergebnisse im Vergleich. Die IWA zeigten eine gute Übereinstimmung in den Ergebnissen mit den DMS. Der IWA mit einer Messlänge von 30 mm wurde nicht herangezogen, da dieser einen Defekt aufwies. Im Gegensatz dazu variieren die mittels DMS gemessenen Dehnungen sehr stark, was auf die auf die Länge des Messbereiches bezogene Änderung des Widerstandes zurückzuführen ist. Die Größe der maximalen Widerstandsänderung ist nahezu konstant, jedoch vervierfacht sich die Länge des Messbereiches der DMS.

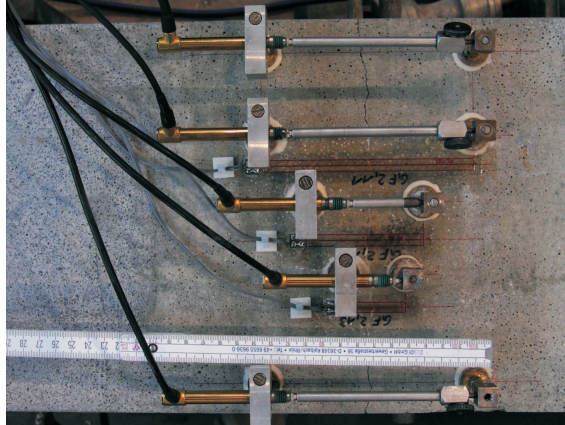


Bild C.3: Messaufbau zum Vergleich des Messmitteleinflusses

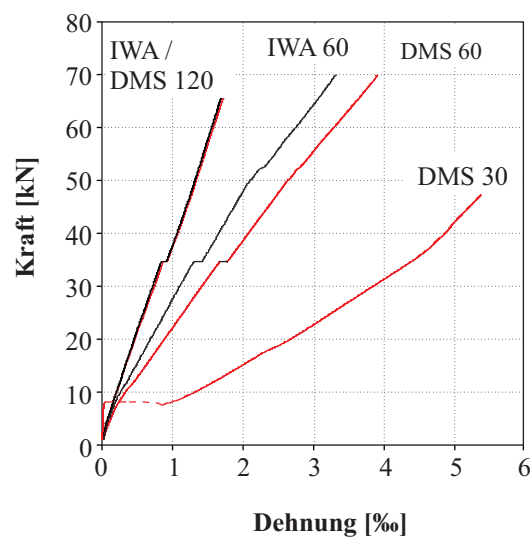


Bild C.4: Vergleich der Messergebnisse IWA vs. DMS

Tabelle C.1 enthält die im Bereich des gleichmäßigen Anstieges der Spannungs-Dehnungs-Linie ermittelten Versuchswerte. Anhand der daraus berechneten Anstiege m_ε nach Gl. (C.4) ist zu erkennen, dass die gemessenen Dehnungen bei kürzerer Messlänge (30 mm) das Vierfache der Werte annehmen, wie sie mit einem DMS mit einer Messlänge von 120 mm bestimmt wurden. Der Wert η_m drückt das Verhältnis der Anstiege der Spannungs-Dehnungs-Linie im gewählten Bereich gemäß Gl. (C.5) aus.

$$m_\varepsilon = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta F} \quad (\text{C.4})$$

$$\eta_m = \frac{m_{\varepsilon,n}}{m_{\varepsilon,30}} \quad (\text{C.5})$$

Tabelle C.1: Vergleich der Dehnungen der DMS

Maschinen- kraft [kN]	DMS 30 mm [‰]	DMS 60 mm [‰]	DMS 120 mm [‰]
8	0,956	0,234	0,155
37,5	4,681	1,834	1,004
m_ε	0,13	0,05	0,03
η_m	1,00	0,43	0,23

Bild C.4 und Tabelle C.1 zeigen sehr gut den Einfluss der Messlänge von Dehnmessstreifen auf das Messergebnis. Im Zustand I mit einer nahezu homogenen Dehnungsverteilung im Messbereich werden gute Übereinstimmungen mit DMS unterschiedlicher Messlänge erreicht. Erst mit der Lokalisierung des Risses, vgl. hierzu 2.1, wird der Einfluss der Messlänge sichtbar. Mit zunehmender Länge der Messbasis wird der Einfluss einer lokal begrenzten Längenänderung des DMS und der daraus resultierenden Widerstandsänderung verringert.

C.3 Längenempfehlung für den Einsatz von Dehnmessstreifen auf Betonstahl

Nachfolgend werden aus dieser Erkenntnis heraus Empfehlungen für den Einsatz von Dehnmessstreifen zur Bestimmung von Dehnungen auf einbetonierten Stäben gegeben. Tabelle C.2 zeigt Maße und Abstände gängiger Bewehrungsstäbe gemäß DIN 488-2 [14]. Ergänzt wurde das Verhältnis des Rippenabstandes c zum Durchmesser d_s . Dieses Verhältnis beträgt ab einem Durchmesser von $d_s = 12$ mm konstant 0,6. Weiterhin ist der lichte Abstand der Rippenwurzeln l_i aufgeführt. Bild C.5 zeigt die Bestimmung des lichten Abstandes i der Rippenwurzeln. Dieser ergibt sich aus der Differenz des Rippenabstandes c , der Kopfbreite b und der zweifachen mittleren Rippenhöhe a_m . Der Neigungswinkel α der Rippenflanke wird vereinfachend mit 45° angenommen (vgl. Gl. (C.6)).

$$i = c - 2 \cdot a_m - b \quad (\text{C.6})$$

Da die Rissbreite w_G der inneren Risse am Bewehrungsstahl nur schwer abschätzbar bzw. unbekannt ist, wird vorgeschlagen, die lichten Abstände der Rippenwurzel um $1/3$ zu reduzieren. Der so ermittelte reduzierte Abstand entspricht der empfohlenen Messlänge l_{DMS} . Im Verhältnis zum Stahldurchmesser d_s ergibt sich ein konstanter Wert von 0,25, s. a. Tabelle C.2.

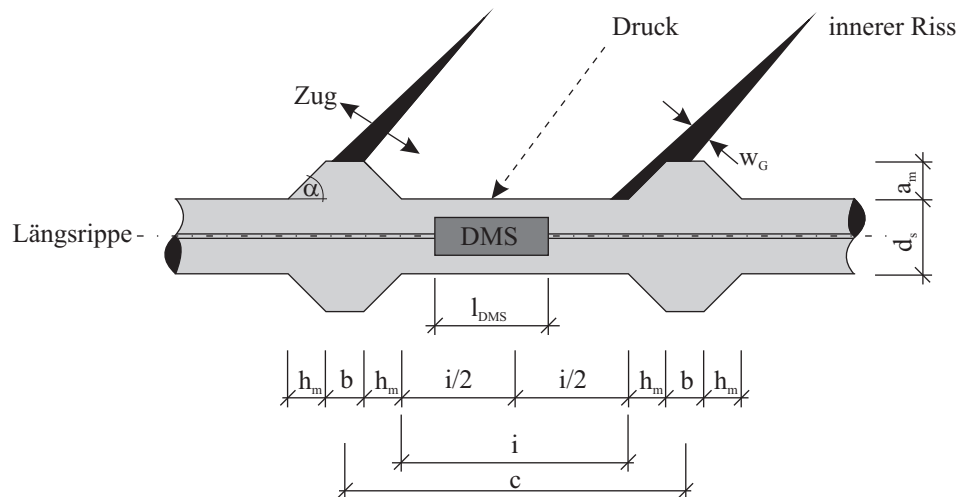


Bild C.5: Maße am Betonstahl

Tabelle C.2: Maße und Abstände nach DIN 488-2 [14]

Nenn- durch- messer	Rippen- höhe	Rippen- kopf- breite	Rippen- abstand	Verhältnis	lichter Abstand	reduzierter Abstand	Verhältnis
d_s	a_m	b	c	c/d_s	i	$i_{red} = 2/3 \cdot i$	l_{DMS}/d_s
12	0,78	1,20	7,20	0,60	4,44	2,96	0,25
14	0,91	1,40	8,40	0,60	5,18	3,45	0,25
16	1,04	1,60	9,60	0,60	5,92	3,95	0,25
20	1,30	2,00	12,00	0,60	7,40	4,93	0,25
25	1,63	2,50	15,00	0,60	9,24	6,16	0,25
28	1,82	2,80	16,80	0,60	10,36	6,91	0,25
32	2,08	3,20	19,20	0,60	11,84	7,89	0,25
40	2,60	4,00	24,00	0,60	14,80	9,87	0,25

Die Messlänge der Dehnmessstreifen kann demzufolge mit Hilfe der in Gl. (C.7) angegebenen Beziehung bestimmt werden.

$$l_{DMS} = 0,25 \cdot d_s \quad (C.7)$$

Bei zentrischer Anordnung des Messgitters zu benachbarten Rippen kann dann eine von den Rippen ausgehende Rissbildung innerhalb des Messbereiches weitestgehend ausgeschlossen werden.

Ein weiterer kritischer Blick muss auf die Störung des Verbundes im Randbereich an Bauteilufeln bzw. an Rissflanken gerichtet werden. Neben dem Ablösen des Betons vom Stahl, in Bild 2.77 dargestellt, können sich bei Randnähe die Druckkegel nicht mehr auf die Rissufer abstützen und es bilden sich Ausbruchkegel aus. ZILCH & ZEHETMAIER [126] geben die Länge des Ausbruchkegels mit einer Größe von $2 \cdot d_s$ bis $5 \cdot d_s$ an. EIBL & STOLZE [34] gingen in ihren Betrachtungen von einer verbundlosen Länge in der Größe des einfachen Stahldurchmessers d_s aus. Daran anschließend baut sich auf einer Länge des zweifachen Durchmessers die Verbundspannung auf (vgl. hierzu Bild C.6).

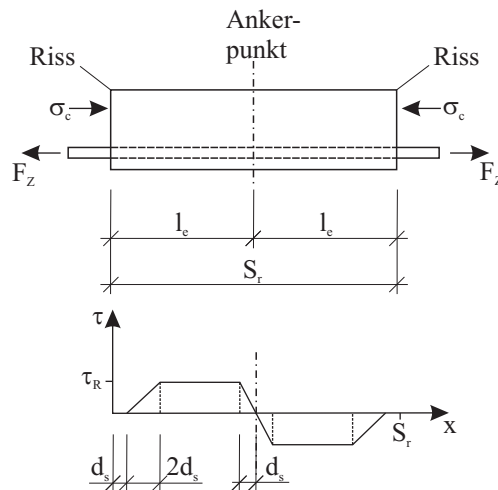


Bild C.6: Annahme des Verbundspannungsverlaufes aus EIBL & STOLZE [34]

ECKFELDT [32] gibt für den Bereich des gestörten Verbundes eine Größenordnung vom zwei- bis zum vierfachen Wert des Rippenabstandes an. Diese Annahme deckt sich mit der von LANGER [64] aus ELIGEHAUSEN ET AL. [35] zitierten Größenordnung der Länge des gestörten Verbundes von $2 \cdot d_s$.

LEONHARDT [70] und RIZZKALA ET AL. [96] bestimmten den gestörten Verbundbereich in Abhängigkeit des Stahldurchmessers mit den in Gl. (2.52) und (2.53) genannten Beziehungen. Beide Formulierungen führen jedoch zu sehr großen Bereichen des gelösten Verbundes und werden daher nicht weiter betrachtet.

Die in der Literatur definierten Grenzen des gestörten Bereiches werden in Tabelle C.3 mit Bezug auf den Stahldurchmesser zusammengefasst. In den hier angegebenen Bereichen für l_0 sind die mittels Dehnmessstreifen ermittelten Stahldehnungen zur Auswertung und Bestimmung von Verbundspannungen sehr kritisch zu betrachten. Dies ist einerseits durch die lokale innere Rissbildung im Bereich der Stahlrippen und andererseits durch die größere Stahldehnung im gestörten Bereich l_0 zu begründen. Auf Grund des gelösten bzw. gestörten Bereiches der Verbundwirkung wird die Dehnung des Stahles unter Zugbelastung weniger behindert und es ergeben sich ebenfalls größere Stahldehnungen. Aus den ermittelten Dehnungen können somit nur mit unzureichender Genauigkeit Verbundspannungen nach dem Ansatz der Dehnungsdifferenz $\Delta \varepsilon_s$ bestimmt werden.

Tabelle C.3: Länge l_0 des gestörten Verbundes in [mm]

Nenn- durch- messer	Rippen- abstand	EIBL & STOLZE	ECKFELDT		ELIGEHAUSEN ET AL.	RIZKALLA ET AL.	ZILCH & ZEHETMAIER
d_s	c	$1 \cdot d_s$ l_0	$2 \cdot c$ $l_{0,min}$	$4 \cdot c$ $l_{0,max}$	$2 \cdot d_s$ l_0	$10 \cdot (d_s - 7, 2)$ l_0	$5 \cdot d_s$ $l_{0,max}$
12	7,2	12,0	14,4	28,8	24,0	48,0	60,0
14	8,4	14,0	16,8	33,6	28,0	68,0	70,0
16	9,6	16,0	19,2	38,4	32,0	88,0	80,0
20	12,0	20,0	24,0	48,0	40,0	128,0	100,0
25	15,0	25,0	30,0	60,0	50,0	178,0	125,0
28	16,8	28,0	33,6	67,2	56,0	208,0	140,0
32	19,2	32,0	38,4	76,8	64,0	248,0	160,0
40	24,0	40,0	48,0	96,0	80,0	328,0	200,0

Eine direkte Vergleichbarkeit der Annahme von LEONHARDT [70] ist nicht gegeben, da der hier gewählte Ansatz zur Bestimmung des gestörten Bereiches auf der risserzeugenden Spannung $\sigma_{s,cr}$ basiert.

Von diesen Betrachtungen unbeschadet kann jedoch der Einfluss eines senkrecht zur Bewehrung wirkenden Querkuges bestimmt werden. Die in den Abschnitten 4.2.6 und 4.2.7 getroffenen Aussagen besitzen dennoch ihre Gültigkeit, da die lokalen Einflüsse in allen Lastpfaden gleichermaßen auftreten. D. h. die innere Rissbildung am Beton- bzw. Spannstahl betreffend kann davon ausgegangen werden, dass diese in allen Lastpfaden auftreten. Ein Indiz hierfür sind die unterschiedlichen lokalen Dehnungsverläufe. Weiterhin ist zu beachten, dass bei den eigenen Versuchen ein indirekter Nachweis erfolgt, die Dehnungen werden über den Verbund in das Spannglied eingetragen. Eine Verringerung der Verbundwirkung zieht, wie gezeigt, eine Verringerung der Spannstahldehnung nach sich. Eine quantitative Aussage zum Verbundverhalten ist möglich, eine qualitative Aussage hingegen nicht.